

BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ PHÁT TRIỂN NÔNG THÔN

H.D.T.L - C - 4 - 76

**HƯỚNG DẪN
THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN
CÔNG TRÌNH THỦY LỢI**

37

Hà Nội - 2003

BỘ NÔNG NGHIỆP VÀ PHÁT TRIỂN NÔNG THÔN

H.D.T.L - C - 4 - 76

**HƯỚNG DẪN
THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN
CÔNG TRÌNH THỦY LỢI**

Hà Nội - 2003

LỜI NÓI ĐẦU

Để phục vụ công tác quản lý, nghiên cứu và sản xuất, Vụ Khoa học Công nghệ đã cho in tái bản: Hướng dẫn thiết kế tường chắn công trình thủy lợi - H.D.T.L - C - 4 - 76, theo quyết định ban hành số 977 TL/QĐ ngày 08 tháng 9 năm 1977 của Bộ trưởng Bộ Thủy lợi cũ nay là Bộ Nông nghiệp và PTNT.

Xin trân trọng giới thiệu cùng độc giả, và mong nhận được nhiều ý kiến đóng góp để lần xuất bản sau được hoàn thiện hơn. Mọi ý kiến đóng góp xin gửi về Vụ Khoa học Công nghệ - Bộ Nông nghiệp và Phát triển nông thôn - Số 2 Ngọc Hà, Ba Đình, Hà Nội.

Vụ Khoa học Công nghệ

BỘ THỦY LỢI

Số: 977TL/QĐ

CỘNG HÒA XÃ HỘI CHỦ NGHĨA VIỆT NAM
Độc lập – Tự do – Hạnh phúc

Hà - Nội, ngày 08 tháng 9 năm 1977

BỘ TRƯỞNG BỘ THỦY LỢI

- Căn cứ nghị định số 138-CP ngày 29-9-1961 của Hội đồng Chính phủ qui định nhiệm vụ quyền hạn và tổ chức bộ máy của Bộ Thủy lợi;
- Xét yêu cầu thống nhất quản lý kỹ thuật toàn ngành;
- Theo đề nghị của ông Vụ trưởng Vụ kỹ thuật.

QUYẾT ĐỊNH

Điều 1: – Nay ban hành kèm theo quyết định này: “Hướng dẫn thiết kế tường chắn công trình thủy lợi”;

HDTL – C – 4 – 76

Điều 2: – Các đơn vị thiết kế trong toàn ngành phải áp dụng hướng dẫn này trong công tác thiết kế.

Điều 3: – Hướng dẫn này có hiệu lực kể từ ngày 1 tháng 11 năm 1977 – Tất cả những quy định trước đây trái với hướng dẫn này đều bãi bỏ.

TL/ BỘ TRƯỞNG BỘ THỦY LỢI
KT/ VỤ TRƯỞNG VỤ KỸ THUẬT
Vụ phó.

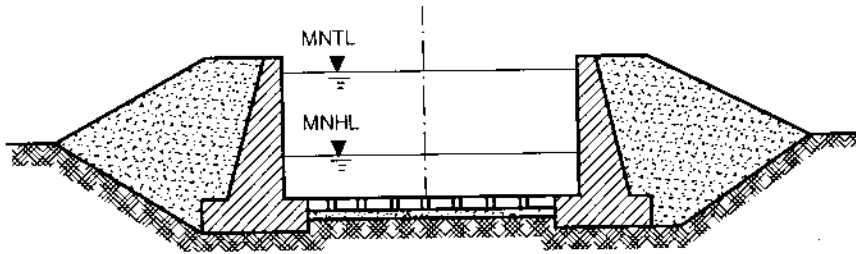
Đã ký: Nguyễn Thành Tảo

CHƯƠNG I

NGUYÊN TẮC VÀ CHỈ DẪN CHUNG VỀ TÍNH TOÁN TƯỜNG CHẮN CÁC CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

I. PHẠM VI ỨNG DỤNG CỦA TIÊU CHUẨN THIẾT KẾ

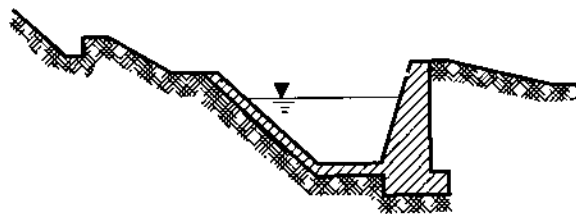
Tiêu chuẩn này chỉ dùng để thiết kế những tường chắn cứng thuộc các công trình thủy lợi, đặt trên nền thiên nhiên là đất hoặc đá.



Hình 1 - 1

Tường chắn buồng âu thuyền

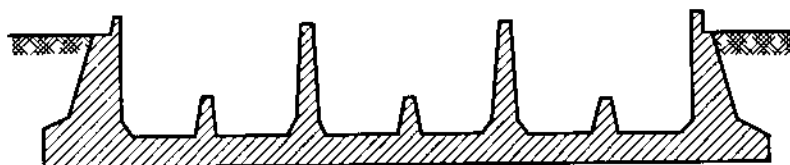
Trong xây dựng các công trình thủy lợi, tường chắn (hoặc mố bên) thường được dùng trong các công trình trạm thủy điện trên sông, làm bộ phận nối tiếp giữa đập tràn hoặc nhà của trạm thủy điện với công trình đất và sườn bờ; chúng cũng được dùng trong các công trình đầu mối thủy lợi trên sông, làm một bộ phận của những công trình vận tải (âu thuyền - H.1-1) hoặc dùng trong hệ thống dẫn nước thuộc trạm thủy điện: máng nước (H.1-2) bể lắng (H.1-3); ngoài ra, tường chắn còn được dùng trong các công trình thủy lợi ở biển, làm một bộ phận của những công trình bảo vệ bến và kè.



Hình 1-2

Tường chắn thuộc máng nước trên sườn núi

Tường chắn đứng độc lập hoặc là một bộ phận của công trình như đã nêu trên, tường chịu tác dụng của các loại tải trọng và tác động, làm cho tường bị biến dạng. Căn cứ vào độ biến dạng của lưng tường, có thể phân ra hai loại: tường chắn cứng và tường chắn mềm.



Hình 1-3

Tường chắn thuộc bể lắng cát

Theo quy định của tiêu chuẩn xây dựng, tường chấn được coi là một kết cấu tuyệt đối cứng (tường cứng) nếu như dưới tác dụng của những lực tính toán được xác định có kể tới độ uốn của bản thân tường và độ biến dạng của nền tường, chuyển vị của lưng tường bằng hoặc nhỏ hơn $1/5000$ chiều cao của phần tường đang xét kể từ đỉnh móng đến mặt cát tính toán. Trong trường hợp đó, trạng thái ứng suất của đất đắp sau tường có thể đạt cân bằng giới hạn chủ động, bị động hoặc cân bằng đàn hồi, tùy theo độ lớn và hướng chuyển vị tương hỗ giữa đất với tường. (xem 2-1).

Trường hợp tường mềm (thường là tường cừ, tường ngăn bằng gỗ), do biến dạng và chuyển vị của bản thân tường quá lớn, dưới tác dụng của các tải trọng và tác động bên ngoài, trạng thái ứng suất trong khối đất đắp sau tường rất khác với trạng thái ứng suất tương ứng so với tường tuyệt đối cứng.

Vì lẽ đó nội dung và phương pháp tính toán tường cứng và tường mềm hoàn toàn khác nhau.

Tiêu chuẩn xây dựng chỉ giới thiệu các phương pháp tính toán tường cứng, do đó không dùng để tính toán các tường mềm được.

Nếu tường chấn cứng xây dựng trên móng cọc, ketxon hoặc những móng tương tự thì nội dung và phương pháp tính toán ổn định nền của nó khác với trường hợp nền thiên nhiên như tiêu chuẩn xây dựng đã giới thiệu. Do đó trong trường hợp này, chỉ có thể dùng tiêu chuẩn xây dựng để thiết kế phân kết cấu tường ở phía trên móng mà thôi.

Theo chiều cao H , tường chấn cứng có thể phân làm ba loại :

1. Tường thấp, khi $H \leq 5m$;
2. Tường cao vừa, khi $5m < H \leq 20m$;
3. Tường cao, khi $H > 20$.

Tùy theo vật liệu làm tường, kết cấu và điều kiện xây dựng tường, lại có thể phân làm các loại khác nhau ; mỗi loại có đặc điểm làm việc khác nhau, do đó được sử dụng trong những trường hợp thích ứng.

Bảng 1-1 nêu một số kết cấu tiêu biểu của tường chấn cứng và đặc điểm làm việc của chúng. Tuy nhiên những kiểu tường chấn đó không mang tính chất tổng quát, có thể dùng vào các loại kết cấu khác nhau trong việc xây dựng các công trình thủy lợi.

Từ năm 1966 đến nay, tại một số nước như Pháp, Canada, Pakistan v.v.... người ta đã dùng phổ biến loại tường chấn bằng vật liệu “ đất có cốt ” trong các công trình cảng (tường bến cảng, au thuyền) hoặc các công trình thủy lợi (bể tiêu năng, bể chứa nước) cũng như các công trình giao thông, quốc phòng v.v....

Ưu điểm cơ bản của loại tường này là có giá thành hạ, khối lượng lớn vật liệu làm tường là đất (cát) dễ kiếm, có tính nhậy lún cao thích hợp khi xây tường trên nền đất yếu, thi công đơn giản nhanh chóng, có khả năng thực hiện cơ giới hóa thi công cao, các cấu kiện vỏ và cốt đều được gia công ở nhà máy.

Tuy nhiên loại tường này còn có những nhược điểm và tồn tại là cốt kim loại phải không gỉ, đất dùng mới chỉ hạn chế trong loại đất cát hoặc cát pha, thi công công trình dưới nước gặp nhiều khó khăn, tính toán còn có một số tồn tại chưa giải quyết triệt để về mặt lý luận.

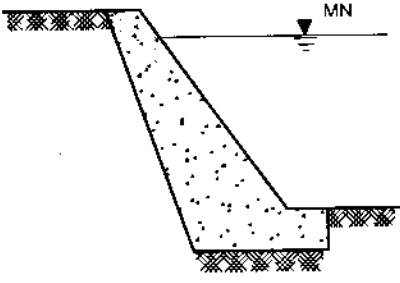
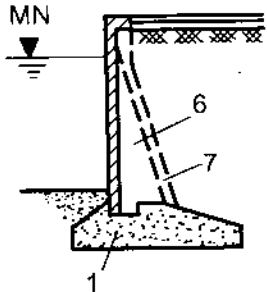
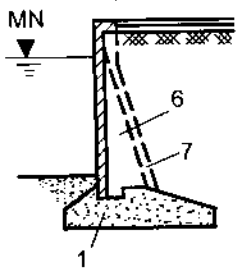
Mặc dầu- vậy, loại tường làm bằng vật liệu “ đất có cốt ” có nhiều triển vọng được sử dụng rộng rãi do những ưu điểm cơ bản như đã kể trên.

Một số kết cấu tiêu biểu của tường chắn cứng

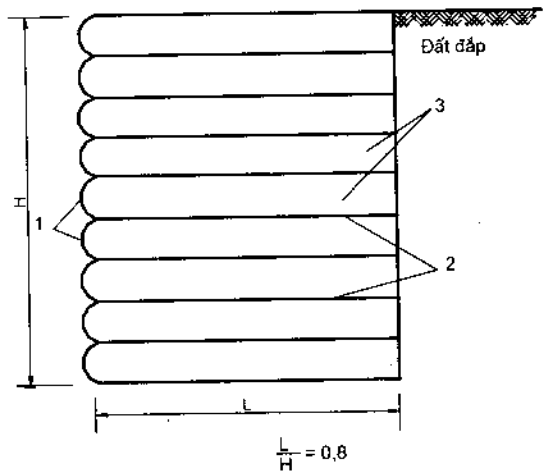
Bảng 1 - 1

Số thứ tự	Sơ đồ tường	Tên gọi theo kết cấu và điều kiện xây dựng	Vật liệu làm tường	Đặc điểm
1	2	3	4	5
1		Tường khối (liên khối)	<ul style="list-style-type: none"> - bê tông - đá học - gạch 	<ul style="list-style-type: none"> - Sự ổn định của tường chủ yếu nhờ trọng lượng bản thân; - Kích thước mặt cắt tường được xác định từ điều kiện ổn định về lật với giả thiết hình thành khe thông suốt tại mặt cắt tính toán.
2		Tường bản góc (liên khối)	<ul style="list-style-type: none"> - Bê tông - Bê tông cốt thép 	<ul style="list-style-type: none"> - Sự ổn định của tường nhờ trọng lượng khối đất đè lên bản đáy và một phần nhờ trọng lượng bản thân tường; - Kích thước mặt cắt tường được xác định từ điều kiện độ bền chống nứt tại những vùng chịu kéo.
3		Tường bản góc có chống (liên khối)	<ul style="list-style-type: none"> - bê tông cốt thép 	<ul style="list-style-type: none"> - Sự ổn định của tường chủ yếu nhờ trọng lượng khối đất đè lên bản đáy; - Bản chống có tác dụng làm tăng độ cứng và tính ổn định của tường.
4		Tường ngăn kiểu tổ ong (lắp ghép)	<ul style="list-style-type: none"> - bê tông cốt thép 	<ul style="list-style-type: none"> - Sự ổn định của tường chủ yếu nhờ trọng lượng đất, cát đổ vào các ngăn; - Các bản đứng lắp ghép làm tăng thêm độ cứng của tường.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Số thứ tự	Sơ đồ tường	Tên gọi theo kết cấu và điều kiện xây dựng	Vật liệu làm tường	Đặc điểm
1	2	3	4	5
5		Tường mái nghiêng (tường cánh) (liền khối)	- Bê tông cốt thép - Đá hộc - Gạch	- Tính ổn định chống lật lớn, giảm được áp lực đất tác dụng lên tường, giảm tiết diện tường.
6		Tường bản góc có chống (lắp ghép)	- bê tông cốt thép	- Có đặc điểm như loại tường số 3; - Tiết kiệm cốt thép giảm bớt khối lượng gỗ, tăng nhanh tốc độ thi công.
7		Tường bản góc có chống (liền khối lắp ghép)	- Bê tông cốt thép - Bê tông	- Có đặc điểm như loại tường số 6.

Chú thích: 1 – Bản móng liền khối; 2 – Bản dầm lắp ghép; 3- Bản móng lắp ghép; 4 – Cấu kiện lắp ghép mặt cắt chữ T; 5 – Neo thép; 6 – Bản chống lắp ghép mặt cắt chữ T; 7 – Cốt thép bố trí trong ống.
MN – Mức nước; MN_{max} – mức nước cao nhất ; MN_{min} – Mức nước thấp nhất ;



- 1. Vỏ: làm bằng kim loại nhẹ hoặc bê tông cốt thép để liên kết các cốt;
- 2. Cốt: làm bằng kim loại không rỉ, gắn chặn với vỏ bằng bulông;
- 3. Đất: cát hoặc pha cát.

Hình 1 - 4. Sơ đồ tường chắn bằng vật liệu đất có cốt

Hình 1 - 4 cho sơ đồ một tường chắn làm bằng vật liệu "đất có cốt" trong đó bao gồm đất, cốt kim loại và vỏ

1.2. TẢI TRỌNG VÀ TÁC ĐỘNG CÁC TRƯỜNG HỢP TÍNH TOÁN

1. Tải trọng và tác động lên tường chắn.

a) Các tổ hợp tải trọng và tác động.

Tường chắn được dùng như một bộ phận của công trình thủy lợi, do đó các tải trọng và tác động lên nó được đưa về hai tổ hợp: cơ bản và đặc biệt, theo quy định của XNiP.II-i. 1-62* [1] và XNiP.II-i. 2-62 [2]. Tuy nhiên do đặc điểm làm việc của tường chắn mà mỗi tổ hợp đó lại được cụ thể hoá thêm.

Trong tính toán tĩnh lực cho tường chắn, tiêu chuẩn xây dựng đã đưa các tải trọng và tác động sau đây vào tổ hợp cơ bản của chúng.

- a) trọng lượng bản thân tường, tải trọng của đất, các thiết bị và tải trọng cố định đặt trên tường;
- b) Áp lực đất lên tường chắn và móng tường, kể cả tải trọng phân bố trên mặt đất đắp;
- c) Áp lực nước lên tường chắn và móng tường ứng với mực nước dâng bình thường;
- d) Áp lực nước thấm khi chế độ thấm ổn định hoặc không ổn định nhưng lặp lại đều đặn, với điều kiện các thiết bị thoát nước và chống thấm làm việc bình thường;
- e) Tác động của sóng;
- g) Tác động của nhiệt, ứng với biến thiên nhiệt độ trung bình tháng của môi trường xung quanh, lấy theo điều kiện nhiệt độ trung bình năm;
- h) Tải trọng gây ra do các phương tiện vận chuyển, máy móc xếp dỡ;
- i) Tải trọng do tàu thuyền “chất đóng” và neo buộc gây ra.

Tổ hợp đặc biệt của chúng bao gồm những tải trọng và tác động nêu ở điểm a, b, e, h cộng thêm các loại sau:

- k) Tác động của động đất;
- l) Áp lực nước khi mực nước chắn quá mức;
- m) áp lực nước thấm phát sinh do các thiết bị thoát nước làm việc không bình thường;
- n) Tác động của nhiệt ứng với sự biến thiên nhiệt độ trung bình hàng tháng của môi trường xung quanh theo năm có biên độ dao động lớn nhất của nhiệt độ đó trong năm.
- o) Tải trọng do tàu thuyền va đập gây ra.

Khi lựa chọn tổ hợp các tải trọng và tác động để tính toán tường chắn, cần xác định rõ xác suất đồng thời xảy ra thực tế của chúng để loại trừ được những tổ hợp tải trọng và tác động không thể xảy ra hoặc xảy ra rất hiếm; mặt khác, cần dự đoán trước được trình tự thi công công trình bảo đảm không gây ra tình hình bất lợi về trạng thái ứng suất của công trình và những cấu kiện của nó trong giai đoạn thi công. Vì những lý do đó, mà tiêu chuẩn xây dựng có chú thích cụ thể thêm về việc chọn tổ hợp tải trọng và tác động như sau:

1. Trong tổ hợp đặc biệt của tải trọng và tác động, không được kể đến tác dụng đồng thời của những tải trọng ít khi xảy ra như tác dụng đồng thời của lực động đất và lực va đập của tàu thuyền.
2. Trong từng trường hợp tính toán, tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động được xác định theo khả năng thực tế tác dụng đồng thời của chúng lên công trình.
3. Trong giai đoạn xây dựng và sửa chữa, cần xác định tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động theo trình tự thi công đã chọn có xét tới tính liên tục của việc xuất hiện trạng thái ứng suất của tường chắn và nền của nó gây ra bởi việc thi công theo từng giai đoạn, cũng như bảo đảm khả năng tăng nhanh nhất chiều cao công trình.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Ngoài ra, vì tường chắn thường là một bộ phận của công trình thủy lợi nên cũng cần lưu ý thêm rằng nếu có những yêu cầu đặc biệt có thể đưa vào tổ hợp đặc biệt của tải trọng và tác động áp lực nước sinh ra do công trình ở phía trên hoặc phía dưới dòng chảy bị phá hoại hoặc những lực sinh ra khi một bộ phận của công trình bị hư hỏng.

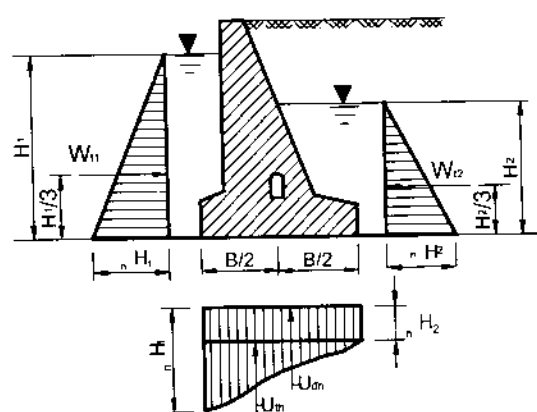
b) *Xác định các lực tác dụng lên tường chắn*

α - Áp lực nước tác dụng lên tường chắn và móng tường gồm có: áp lực thủy tĩnh (W_1), áp lực đẩy nổi thủy tĩnh và áp lực thấm thủy động.

Áp lực thủy tĩnh thường tác dụng lên lưng và ngực tường chắn, phân bố theo quy luật đường thẳng (H.1-5).

Các áp lực đẩy nổi thủy tĩnh (U_{dn}) và áp lực thấm thủy động (U_{th}) thường tác dụng lên đáy móng tường, tạo nên phản áp lực đẩy tường lên, làm giảm tính ổn định của tường. Nếu trong khối đất đắp sau tường hình thành dòng nước thấm đổ về phía lưng tường thì cũng sẽ phát sinh áp lực thấm thủy động tác dụng lên lưng tường (h.1-6), gây bất lợi cho tính ổn định của tường.

Muốn tính được giá trị U_{dn} và U_{th} , cần vẽ được biểu đồ của chúng (H.1-5).

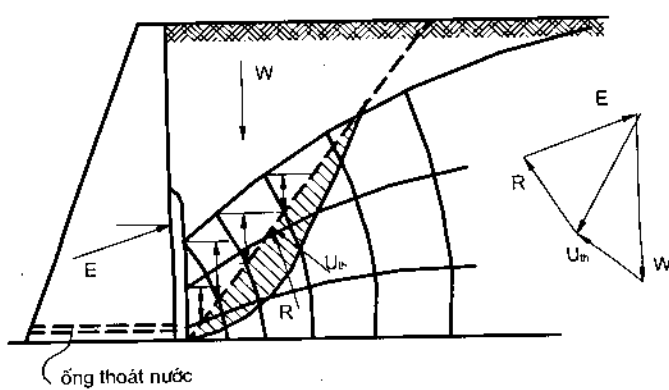


Hình 1-5

Biểu đồ phân bố áp lực thủy tĩnh (W_1), áp lực đẩy nổi thủy tĩnh (U_{dn}) và áp lực thấm thủy động (W_{th}) lên tường chắn

Nếu tường chắn xây dựng trên nền đất có tính thấm nước, có thể dùng các phương pháp lý thuyết tính toán về thấm hoặc các phương pháp thực nghiệm và đồ giải để vẽ biểu đồ của áp lực thấm thủy động.

Đối với tường chắn có độ lớn cấp III và IV tiêu chuẩn thiết kế cho phép dùng các phương pháp tính toán lý thuyết gần đúng, giả thiết Gra-diên thấm dọc theo đường viền dưới đất của tường chắn là một hằng số. Thuộc loại phương pháp này, có thể dùng phương pháp tính toán của W. G. Bờ – lai hoặc của E.W. Lêna [3].



Hình 1-6

Sơ đồ tính toán áp lực đất (đất rời) lên tường chắn khi có dòng nước thấm đổ về phía lưng tường.

Trong tính toán thấm nói chung, tùy theo sơ đồ đường viền dưới đất của tường mà có thể dùng các phương pháp chính xác hơn dựa trên việc giải trực tiếp bài toán thấm dưới đáy công trình (N.N.PAVLOVSKI) khi sơ đồ đường viền đơn giản, hoặc dùng phương pháp phân đoạn (N.N.PAVLOVSKI) và phương pháp hệ số sức kháng (R.R.CHUGAEV) khi sơ đồ đường viền phức tạp hơn [3].

Khi đường viền phức tạp hơn nữa hoặc đất nền không đồng nhất có thể dùng phương pháp thực nghiệm (EGDA) để vẽ lưới thấm. Phương pháp này còn có thể giải được cả bài toán không gian phức tạp hơn.

Trường hợp tường chắn xây dựng trên nền đá, có tính nứt nẻ đủ để nước thấm được, phản áp lực tác dụng lên đáy móng tường được xác định theo phương pháp gần đúng, giả thiết sự giảm cột nước thấm theo quy luật đường thẳng. Thực tế thì nước thấm trong các kẽ nứt của đá nói chung không theo đúng qui luật thấm chảy tầng. Nếu các kẽ nứt của nền đá rộng, sự chuyển động của nước trong đó có thể là chảy rối; chỉ khi khối đá nền có các kẽ nứt nhỏ và đều, hoặc trong các kẽ nứt lớn của khối đá có đất lấp nhét thì sự chuyển động của nước trong đó mới có thể tuân theo định luật thấm, chảy tầng.

Chính vì sự thấm nước trong nền đá phức tạp như vậy, nên tiêu chuẩn thiết kế đã nêu công thức tính toán dựa trên giả thiết tỷ lệ đường thẳng của gradient thấm có hiệu chỉnh theo tính nứt nẻ của nền. Rõ ràng đó chỉ là phương pháp gần đúng.

Hình 1-7 cho biểu đồ phản áp lực khi không có thiết bị thoát nước và có thiết bị thoát nước.

Khi không có thiết bị thoát nước (H.1-7a) phản áp lực được tính theo biểu thức sau:

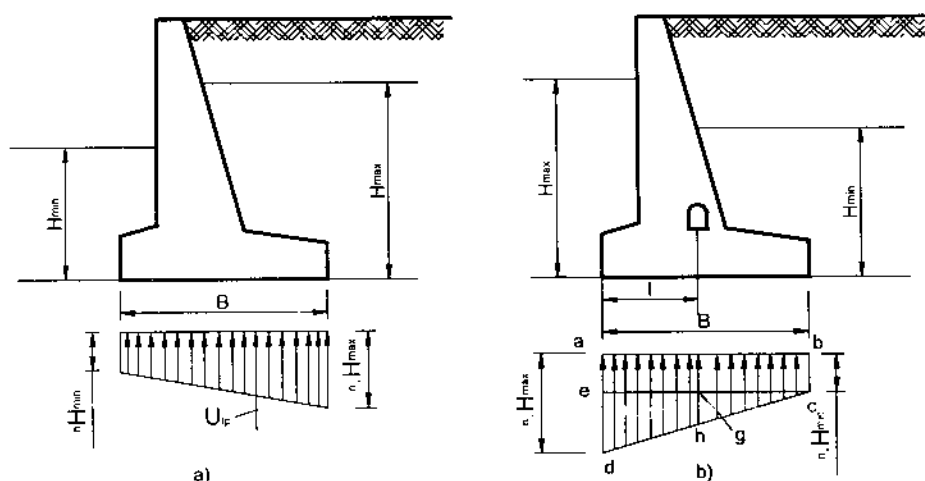
$$U_{tp} = U_{th} + U_{dn} = 0,5 \alpha_2 \gamma_n B (H_{max} - H_{min}) + \alpha_2 \gamma_n B H_{min}; \quad (1-1)$$

Để tiện tính toán có thể viết lại biểu thức (1-1) như sau:

$$U_{tp} = 0,5 \alpha_2 \gamma_n \cdot B (H_{max} + H_{min}); \quad (1-1)$$

Điểm đặt của U_{tp} được xác định cụ thể trên hình 1-7a.

Khi có thiết bị thoát nước (H.1-7b), hoặc màn chắn xi măng, gra thấm tăng do đó áp lực thấm thủy động tác dụng lên mặt đáy công trình giảm đi. Trong trường hợp này, tiêu chuẩn thiết kế có nêu các công thức sau để tính toán.



Hình 1-7

Sơ đồ phản áp lực của nước lên đáy móng tường

- a) Khi không có thiết bị thoát nước;
- b) Khi có thiết bị thoát nước.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Khi nền có thiết bị thoát nước, U_{th} được tính theo công thức sau:

$$U_{tp} = U_{th} + U_{dn} = 0,5 \alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B (H_{max} - H_{min}) \times (1 + \alpha''_1 \cdot B) + \alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B \cdot H_{min}; \quad (1-2)$$

Khi nền có màn chắn xi măng, U_{tp} được tính theo công thức sau:

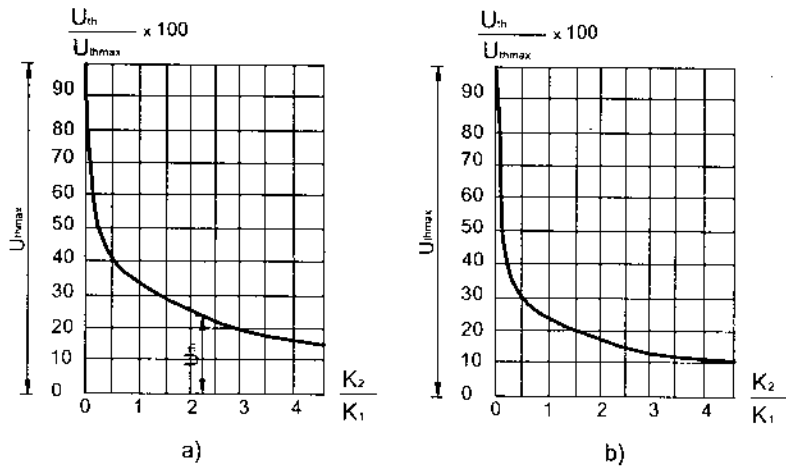
$$U_{tp} = U_{th} + U_{dn} = 0,5 \alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot B (H_{max} - H_{min}) \times (1 + \alpha'_1 \cdot B) + \alpha_2 \cdot \gamma_n \cdot H_{min}; \quad (1-3)$$

Trong các công thức (1-1) (1-2) (1-3), cần chú ý tới các hệ số α_2 , α'_1 và α''_1 .

Hệ số α_2 biểu thị mức độ đẩy nổi của phản áp lực lên đáy móng công trình, theo nhiều kết quả nghiên cứu α_2 phụ thuộc vào tính thấm nước của đất, đá nền và tính thấm nước của vật liệu làm móng công trình.

Bảng thí nghiệm EGĐA tiến hành đối với trường hợp có bản cừ và không có bản cừ trong nền, khi mức nước hạ lưu bằng không T.F. PUTKO [4] đã lập được biểu đồ quan hệ giữa

$\frac{U_{th}}{U_{th \max}}$ với $\frac{k_2}{k_1}$ biểu thị trên hình 1-8.



Hình 1-8

Biểu đồ quan hệ giữa $\frac{U_{th}}{U_{th \max}}$ với $\frac{k_2}{k_1}$

K_1 – Hệ số thấm của nền; K_2 – Hệ số thấm của bản đáy móng;

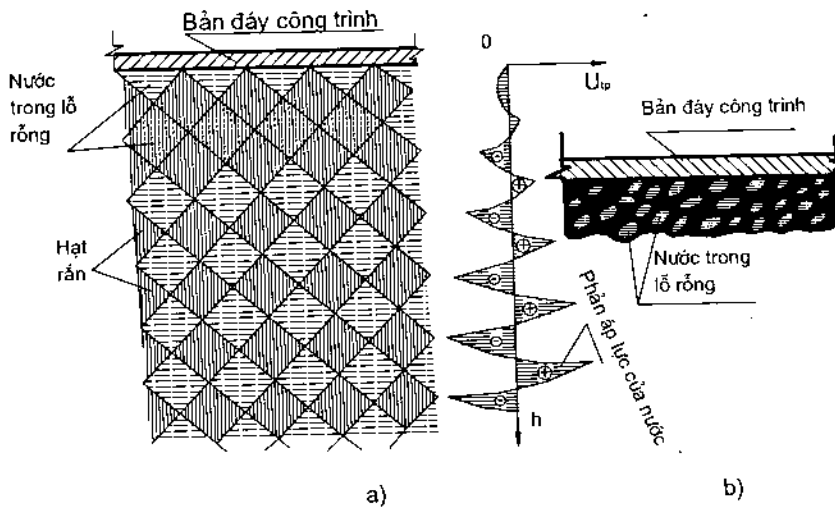
a - Trường hợp không có bản cừ trong nền;

b - Trường hợp có bản cừ trong nền.

Từ hai biểu đồ đó thấy rằng, khi tỷ số $\frac{K_2}{K_1}$ lớn thì U_{th} giảm tới 10 lần so với trường hợp bản đáy công trình coi như không thấm nước.

Mặt khác, nếu xét riêng về đất đá nền thì hiện nay có hai quan niệm khác nhau. Một số người thì cho rằng chỉ trường hợp điểm tiếp xúc giữa các hạt đất đá đủ nhỏ (H.1-9a) thì mới có thể coi rằng toàn bộ phản áp lực tác dụng lên mặt đáy móng công trình. Trong trường hợp này phản áp lực tác dụng lên bản thân hạt đất thì có thể biểu thị bởi biểu đồ nêu ở phía phải của hình 1-9a. Còn nếu như diện tiếp xúc giữa các hạt đất đá với nhau cũng như giữa các hạt đất đá với mặt đáy móng công trình đủ lớn (H.1-9b) tạo nên bởi những liên kết xi măng thì phản áp lực không truyền toàn bộ lên mặt đáy công trình được mà một phần bị những diện tiếp xúc cản trở. Trong trường hợp này, phải lấy giá trị phản áp lực tính toán bằng tích của phản áp lực toàn vẹn với hệ số triết giảm α_2 (với $\alpha_2 < 1$, thường được xác định bằng thực nghiệm).

Một số nhà nghiên cứu khác (K.Terzaghi), N.M.Ger-xevanov v.v...) thì lại cho rằng thực tế phải lấy phản áp lực toàn vẹn làm phản áp lực tính toán ($\alpha_2 = 1$) bởi vì sự sai khác do những nguyên nhân phân tích ở trên là không đáng kể, ngay cả đối với trường hợp nền đất sét ($\alpha_2 = 0,95 \div 0,98$).



Hình 1-9

Sơ đồ biểu thị hai loại hình dạng hạt dưới nền công trình chịu tác dụng của phản áp lực nước khác nhau

Hiện nay trong thực tế thiết kế do chưa nghiên cứu được đầy đủ về vấn đề này, mặt khác để bảo đảm tính an toàn cho công trình thiết kế, người ta thiên về những ý kiến có tính chất quy ước như sau:

1. Trường hợp nền thuộc loại đất cát, đất hòn lớn thì lấy phản áp lực toàn vẹn làm phản áp lực tính toán đối với bản thân đất nền cũng như đối với công trình xây trên đất đó ($\alpha_2 = 1$);
2. Trường hợp nền thuộc loại đất dính, có những liên kết kết cấu xi măng hoặc không, căn cứ vào những kết quả nghiên cứu thấy rằng phản áp lực thực tế bằng hoặc gần bằng phản áp lực toàn vẹn, do đó hiện nay khi thiết kế các công trình thủy lợi, lấy phản áp lực tính toán bằng phản áp lực toàn vẹn ($\alpha_2 = 1$);
3. Trường hợp nền là đá, cũng cho rằng phản áp lực tính toán gần bằng phản áp lực toàn vẹn tác dụng lên mặt đáy công trình bằng bê tông, vì bê tông móng công trình coi như không thấm nước (từ hình 1-8, khi $K_2 = 0$ thì $U_{th} = U_{thmax}$) do đó cũng phải lấy $\alpha_2 = 1$. Tuy nhiên thực tế cho thấy rằng nhiều công trình thủy lợi bằng bê tông xây dựng trên nền đá, khi thiết kế đã lấy $\alpha_2 < 1$, nhưng chúng vẫn làm việc bình thường, vì vậy khi có cơ sở nghiên cứu lý thuyết và thực nghiệm đáng tin cậy, có thể chọn $\alpha_2 < 1$.

Các hệ số α'_1 với α_1 là những hệ số thực nghiệm đưa vào công thức để xét hiệu quả của thiết bị thoát nước hoặc màn chắn xi măng.

Trong các biểu thức (1-2) và (1-3), số hạng $0,5 \alpha_2 \gamma_n (H_{max} - H_{min})$ biểu thị bởi diện tích tam giác egd, còn số hạng $0,5 \alpha_2 \gamma_n (H_{max} - H_{min}) \alpha_1 \cdot B$, biểu thị bởi diện tích tứ giác cgdh (H.1-7b).

β - áp lực sóng tác dụng lên ngực tường là do gió thổi trên mặt nước tạo nên. Để xác định được giá trị của áp lực sóng cần biết các yếu tố của sóng: chiều cao sóng h_s , chiều dài sóng (bước sóng) λ_s . Các yếu tố đó phụ thuộc nhiều nguyên nhân như tốc độ gió và thời gian có gió thổi, chiều dài mặt nước truyền sóng và độ sâu của nước v.v...

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Để tính toán các yếu tố của sóng, có thể dùng công thức của N.A. Labzovskii:

Chiều cao sóng:

$$h_s = 0,073 \cdot K \cdot V_{10} \cdot \sqrt{D \cdot \frac{h_w}{\lambda_s}}; \quad (1-4)$$

Chiều dài sóng:

$$\lambda_s = 0,073 \cdot V_{10} \sqrt{\frac{D}{h_s / \lambda_s}}; \quad (1-5)$$

Trong đó: $Do = 30 \cdot V_{10}^2 \frac{h_s}{\lambda_s}; \quad (1-6)$

$$\frac{h_s}{\lambda_s} = \frac{1}{9 + 19e^{-14} / V_{10}}; \quad (1-7)$$

$$K = 1 + e^{-0,40 \frac{D}{V_{10}}}; \quad (1-8)$$

D, Do – lần lượt là chiều dài mặt nước truyền sóng và chiều dài giới hạn mặt nước truyền sóng (km);

V_{10} – tốc độ gió (m/sec) tại chiều cao 10m kể từ mặt nước;

K – hệ số độ tăng chiều cao sóng dọc theo chiều dài mặt nước truyền sóng.

Từ công thức (1-4) và (1-5), có thể lập bảng tính sẵn chiều cao và chiều dài sóng. (Bảng 1-2), [5].

Áp lực sóng tác dụng lên ngực tường chắn bao gồm hai loại: áp lực sóng xô khi sóng vỗ vào ngực tường (R_x) và áp lực sóng rút khi sóng rời khỏi ngực tường (R_r), (H.1-10).

Trường hợp ngực tường thẳng đứng, trong giai đoạn thiết kế sơ bộ có thể tính R_x và R_r theo các công thức gần đúng sau đây:

Tổng áp lực sóng xô:

$$R_r = \gamma K_1 \left[\frac{\left(H + \frac{p}{\gamma} \right) (H + h_s + h_o)}{2} - \frac{H^2}{2} \right]; \quad (1-9)$$

Tổng áp lực sóng rút:

$$R_r = \gamma K_1 \left[\frac{H^2}{2} - \frac{\left(H - \frac{p}{\gamma} (H + h_o - h) \right)}{2} \right]; \quad (1-10)$$

Trong đó:

$$p = \frac{h_s}{ch\beta};$$

$$h_o = \alpha \cdot h_s \cdot \text{cth}\beta;$$

$$\alpha = \frac{\pi h_s}{\lambda_s};$$

$$\beta = \frac{2\pi H}{\lambda_s};$$

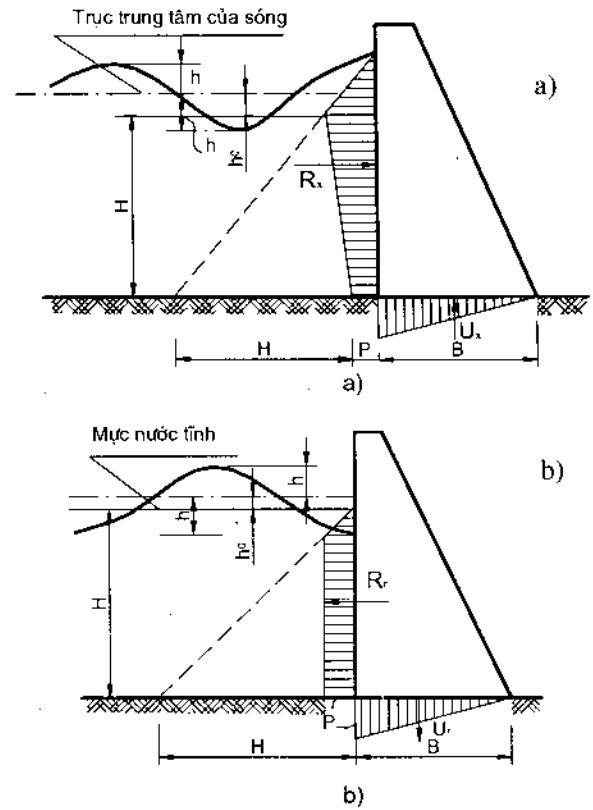
γ - trọng lượng đơn vị thể tích của nước (T/m^3);

K_1 - hệ số hiệu chỉnh, lấy theo bảng 1-3.

Trong cả hai trường hợp trên, giá trị lực đẩy nổi sóng xô (U_x) và lực nén sóng rút (U_r) được tính theo biểu thức có dạng chung như sau:

$$U_x (U_r) = \frac{1}{2} \cdot p \cdot B; \quad (1-11)$$

Sơ đồ tính toán và chiều tác dụng của U_x , U_r xem trong hình 1-10.



Hình 1 - 10

a - Sơ đồ tính toán tổng áp lực sóng xô (R_x);
b - Sơ đồ tính toán tổng áp lực sóng rút (R_r).

Bảng 1-3. Giá trị hệ số K_1 trong công thức (1-9) (1-10)

$\frac{H}{\lambda_s}$	Giá trị K_1 khi $\frac{h_s}{\lambda_s}$ bằng				
	0,08	0,067	0,05	0,04	0,033
0,1	0,89	0,94	1,01	1,07	1,13
0,15	0,79	0,83	0,83	0,95	1
0,2	0,73	0,75	0,82	0,87	0,93
0,25	0,72	0,73	0,79	0,84	0,88

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Trong các giai đoạn thiết kế sau, áp lực sóng tác dụng lên tường phải được tính toán chính xác hơn theo quy định của XN92 – 60 [6].

γ - Tải trọng do tàu thuyền tác dụng.

Tường chắn thuộc âu thuyền hoặc bến sông, bến cảng v.v... thường chịu tác dụng của tải trọng và tác động do tàu thuyền gây ra.

Tải trọng chủ yếu của tàu thuyền tác dụng lên tường chắn được kể tới là: tác động va đập (hay chất đóng) của chúng, sức căng của cáp neo tàu thuyền vào thiết bị bến, tải trọng do sự chất đóng vì gió của tàu thuyền đổ, nhưng vì loại tải trọng sau nhỏ hơn nhiều so với tác động va đập của tàu thuyền nên thường bỏ qua khi tính toán.

Lực va đập của tàu thuyền lên kết cấu tường chắn (âu thuyền) phụ thuộc tốc độ và góc độ tiến của tàu thuyền đến công trình cũng như phụ thuộc biến dạng của chúng được coi như vật thể đàn hồi khi va chạm. Lực va đập P_y của tàu thuyền lên kết cấu âu thuyền được xác định theo phương trình va chạm của vật thể đàn hồi:

$$\lambda MV^2 = \frac{1}{2} P_y.f.; \quad (1-12)$$

Trong đó: λ - hệ số xét tới một phần động năng của tàu thuyền gây biến dạng của kết cấu khi va chạm, phụ thuộc vào vật liệu và kiểu của kết cấu, thường lấy λ = 0,4;

$$M = \frac{W}{g} \quad (T/m/sec^2);$$

W – trọng lượng nước do tàu thuyền choán khi chất tải hoàn toàn (T);

g – gia tốc trọng trường (9,81 m/sec²);

V – vận tốc của tàu thuyền khi tới gần công trình (m/sec);

f – tổng độ võng của kết cấu công trình và biến dạng của vỏ tàu khi va đập.

Tuy nhiên, khi dùng công thức 1-12 để xác định lực P_y , việc xác định tổng độ võng của kết cấu công trình và biến dạng của vỏ tàu khi va đập gặp nhiều khó khăn, do đó trong thực tế thiết kế, khi công trình không có thiết bị tiêu năng, có thể thay thế lực va đập động của tàu thuyền bằng lực tĩnh tính toán tương đương, có phương vuông góc với mặt trước của kết cấu.

Trị số những lực tĩnh này được xác định theo trọng lượng nước do tàu thuyền choán chỗ và theo điều kiện “chất đóng” của chúng lên kết cấu âu thuyền (Bảng 1-4).

Bảng 1-4. Giá trị lực tĩnh tính toán tương đương

Loại tàu	Trọng lượng nước lớn nhất do tàu choán chỗ w, (T)	Chiều rộng buồng âu (m)	Tải trọng và đập tính toán					
			Đối với buồng âu		Đối với đoạn dẫn hướng tàu và bến			
			Tính theo phần trăm của w	Tính theo T	Thẳng		Cong	
					Tính theo % của w	Tính theo T	Tính theo % của w	Tính theo T
Chở hàng khô	4.500÷ 5.000	18	$\frac{1}{300}$	15	$\frac{1}{200}$	25	$\frac{1}{150}$	30
Chở dầu mỏ	13.000	30	$\frac{1}{400}$	30	$\frac{1}{300}$	50	$\frac{1}{200}$	60

Đối chiếu kết quả thực đo với kết quả lấy theo bảng 1-4, giá trị tải trọng va đập thực tế của tàu thuyền lớn gấp 1,8 lần giá trị cho trong bảng, vì vậy nếu xét tới điều đó, có thể dùng công thức sau để tính:

$$P_y = 0,09 k_c \sqrt[3]{W^2}, \quad (T) \quad (1-13)$$

Trong đó: W – trọng lượng nước do tàu choán chỗ (T);

k_c – hệ số không thứ nguyên:

đối với buồng âu $k_c = 1$;

đối với đoạn thẳng của công trình dẫn tàu $k_c = 1,67$;

đối với đoạn cong $k_c = 2$.

Theo XN.144 – 60 [7] tải trọng va đập của tàu thuyền lên công trình bến được xác định theo biểu thức:

$$P_y = \psi \cdot v \cdot \sin \alpha \sqrt{\frac{M}{c_1 + c_2}} \quad (T); \quad (1-14)$$

Trong đó: ψ – hệ số không thứ nguyên, lấy bằng 0,4 đối với tường thẳng đứng;

v, α – lần lượt là tốc độ (m/sec) và góc độ (độ) của tàu thuyền khi tiến tới công trình.

Chú ý: Để bảo đảm an toàn cho công trình, tốc độ di chuyển của tàu chở hàng thường phải khống chế:

- Khi đi trong buồng âu: $v \leq 1 \text{ m/sec}$;

- Khi đi trong công trình dẫn tàu: $v \leq 1,2 \text{ m/sec}$.

Góc α để tàu cỡ lớn nhất có thể di chuyển trong phạm vi âu thuyền được xác định từ tỷ số giữa chiều dài tàu với chiều rộng công trình; cụ thể có thể lấy như sau:

- Khi đi trong buồng âu: $\alpha = 3^\circ \div 4^\circ$;

- Khi đi trong công trình dẫn tàu: $\alpha = 8^\circ \div 10^\circ$;

- Khi đi trong đoạn cong của chỗ cọc buộc tàu và bến: $\alpha = 15^\circ \div 20^\circ$;

M – khối lượng nước do tàu thuyền choán chỗ (tấn);

$$M = \frac{w}{g};$$

c_1, c_2 – lần lượt là hệ số biến dạng đàn hồi của công trình và của vỏ tàu.

Theo định nghĩa, hệ số biến dạng đàn hồi bằng tỷ số biến dạng của công trình hoặc vỏ tàu tính bằng mét với lực va lấy bằng 1T; có thể xác định chúng như sau:

- đối với kết cấu công trình liên tục của buồng âu và bến không có cấu tạo ngắt quãng.

$$c_1 = \frac{d_k}{l_k}$$

Trong đó:

d_k – chuyển vị của tấm đặt tải trọng va đập (tính bằng m/T trên 1 mét dài, tác dụng vuông góc với mặt ngoài công trình);

l_k – chiều dài đoạn công trình (giữa hai chân khay) trên đó lực va đập tác dụng;

- đối với tàu đi trong hồ cũng như tàu biển có chiều dài l_1 ;

$$c_2 = \frac{0,015}{35 + 0,9(l_1 - 70)};$$

Theo quy định của XN. 144 – 60, trị số lực P_y tính theo biểu thức (1-14) không được vượt quá trị số lực cho phép về cường độ đối với vỏ tàu trên sông, lực này được quy định như sau:

$$P_y^{cp} = l_1 - 20, (T); \quad (1-15)$$

Để tiện dùng, có thể từ các biểu thức (1-13), (1-14), (1-15) vẽ ra các biểu đồ tương ứng (H.1-11).

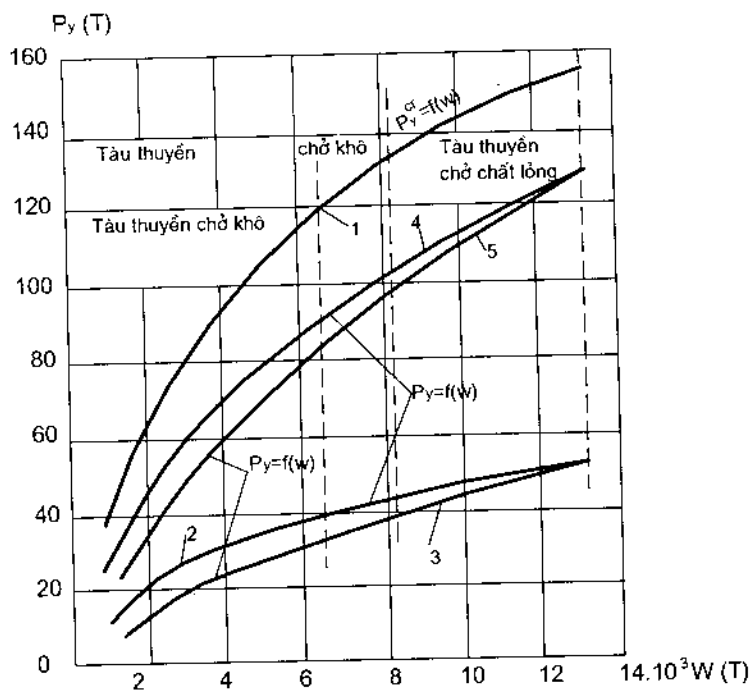
Lực va đập tiếp xúc với mặt ngoài công trình được tính theo biểu thức sau:

$$T_y = f. P_y; \quad (1-16)$$

Trong đó: f – hệ số ma sát giữa vỏ tàu với kết cấu âu bằng bê-tông, thường lấy bằng 0,6. (khi trên kết cấu không có thiết bị đệm bằng gỗ).

Khi thiết kế các kết cấu tường chắn (âu thuyền bến v.v...), giá trị tính toán của sức căng, cáp néo tàu được xác định từ điều kiện ứng suất vượt tải ngẫu nhiên xảy ra khi đứt cáp hoặc đứt vòng néo cáp nhưng phần cố định vào thể xây không bị nhổ lên, còn ứng suất trong kết cấu công trình không được vượt quá giá trị cho phép.

Theo quy định của XN.114 – 60, ứng lực do sức căng cáp néo tàu gây ra bởi tác động của gió lên tàu, sự chòng chành của tàu, bởi sự hãm lại lúc tiến tới gần v.v.. được xác định theo bảng 1-5 đối với mọi loại tàu vận tải trên sông. Những ứng lực đó có thể lấy theo góc tác dụng bất lợi nhất trên mặt phẳng ngang từ 0° đến 90° đối với tuyến bên và trên mặt phẳng đứng từ -30° đến 30° so với mực nước.



Hình 1-11

Đường quan hệ $P_y = f(w)$;

- 1 – Tải trọng và đập cho phép của tàu tuyến;
- 2,3 – Khi tàu thuyền va đập vào tường của buồng âu;
- 4,5 – Khi tàu thuyền va đập vào công trình dẫn tàu vào bến cong.

Bảng 1-5

Trọng lượng nước do tàu chở hàng choán chỗ (T) (W)	Ứng lực tính toán do sức căng cáp neo tàu	
	T	Theo % của W
Dưới 500	5	$> \frac{1}{100}$
Từ 501 đến 1800	10	$\frac{1}{50} \div \frac{1}{180}$
Từ 1801 đến 3000	15	$\frac{1}{120} \div \frac{1}{200}$
Từ 3001 đến 5000	20	$\frac{1}{150} \div \frac{1}{250}$
Trên 5000	25	$\frac{1}{200} \div \frac{1}{530}$

δ - Lực tác dụng do động đất gây ra.

Trong tính toán tường chắn đất các công trình thuỷ lợi xây dựng trên vùng có động đất, cần xét tới các lực quán tính do động đất tác dụng lên công trình, áp lực nước do động đất gây ra, áp lực đất lên tường do động đất gây ra và xét tới hiện tượng cộng hưởng có thể gây hư hại công trình.

- Lực quán tính còn gọi là lực động đất sinh ra trong công trình là do ảnh hưởng của chấn động động đất của nền.

Trong tính toán thực tế, lực động đất tác dụng lên công trình được coi như một lực tĩnh có phương hướng bất kỳ trong không gian. Đó là một loại lực thể tích, tác dụng tại trọng tâm công trình và được xác định theo công thức:

$$P_d = W.K_d \cdot \alpha_d; \quad (1-17)$$

Trong đó:

w - trọng lượng công trình, các bộ phận của nó và các tải trọng thẳng đứng tác dụng lên công trình;

K_d - Hệ số động đất lấy theo bảng 1-6, tùy theo cấp động đất tính toán của công trình chọn theo bảng 1-7.

Bảng 1-6. Giá trị của hệ số động đất K_d

Cấp động đất tính toán	7	8	9
Hệ số K_d	0,025	0,05	0,1

Bảng 1-7. Cấp động đất tính toán của các công trình thuỷ lợi

Cấp công trình thuỷ lợi	Cấp động đất tính toán của công trình khi địa điểm xây dựng có động đất cấp			
	6	7	8	9
I	7	8	9	-
II và III	6	7	8	9
IV	6	7	7	8

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

α_d - hệ số phụ thuộc đặc trưng động lực của công trình và các cấu kiện của nó, lấy theo bảng 1-8.

- áp lực động đất của nước được hình thành tại phần nước kề bên tường chắn khi động đất xảy ra, gây tác dụng quán tính phụ lên công trình. Giá trị của nó được tính theo biểu thức sau:

$$q_d = K_d \cdot \gamma_n \cdot z; \quad (1-18)$$

Trong đó :

q_d - áp lực động đất của nước (KG/cm^2 ; T/m^2);

K_d - hệ số động đất, lấy theo bảng (1-6);

γ_n - trọng lượng đơn vị thể tích của nước (T/m^3);

z - chiều sâu (mét) kể từ mặt nước tính toán tới điểm xét.

Bảng 1- 8. Giá trị của hệ số α_d

Đặc trưng của công trình hoặc cấu kiện của chúng	α_d
Công trình hoặc những cấu kiện, không kể những loại nêu ở dưới.	1
Các công trình thủy lợi: tháp nước có áp và tháp điều áp; tường chắn cao; đập bê tông cốt thép, đập bê tông và đá (cao trên 10m) v.v... (h_1 - khoảng cách từ nền công trình đến trọng tâm của bộ phận tính toán.	$1 + 0,5 \frac{h_1}{h_n}$
h_0 - khoảng cách từ nền công trình đến trọng tâm của toàn bộ công trình).	

- Trán động động đất làm thay đổi cường độ áp lực đất tác dụng lên tường, do đó khi tính toán tường chắn đất xây dựng tại vùng có động đất, cần phải xét tới điều đó.

Trường hợp lưng tường thẳng đứng, mặt đất đắp nằm ngang và đất đắp là loại đất rời, cường độ áp lực chủ động (q_{cd}) và bị động (q_{bd}) có xét tới ảnh hưởng của động đất được lần lượt tính theo các biểu thức sau:

$$q_{cd} = (1 + 2K_d \cdot \operatorname{tg} \varphi) q_c; \quad (1-19)$$

$$q_{bd} = (1 + 2K_d \cdot \operatorname{tg} \varphi) q_b; \quad (1-20)$$

Trong đó:

K_d = hệ số động đất, lấy theo bảng 1-6;

φ - góc ma sát trong của đất (độ);

q_c, q_b - lần lượt là cường độ áp lực chủ động và bị động của đất.

- Hiện tượng cộng hưởng do động đất thường không xảy ra đối với các loại tường chắn và các đập khối lớn vì rằng chu kỳ chấn động động đất $T \approx 1$ séc, trong khi đó các công trình bằng bê tông hoặc bê tông cốt thép thường có $T_0 > 2$ sec hoặc $T_0 < 0,5$.

ϵ Tác động do nhiệt và co ngót của bê tông.

Khi thiết kế tường chắn bằng bê tông hoặc bê tông cốt thép, cần kể đến tác động do nhiệt và co ngót của bê tông khi những tác động đó có thể dẫn tới sự làm việc không bình thường của công trình.

Tính toán ứng suất nhiệt, không kể tới tính từ biến của bê tông, gồm hai bước:

1. Tính toán toả nhiệt và chọn nhiệt độ tính toán ;
2. Tính toán ứng suất nhiệt và xác định ứng lực và ứng suất trong kết cấu sinh ra do nhiệt.

Khi tính ứng suất nhiệt có kể tới tính từ biến thì cần bổ sung thêm bước ba kể tới tính từ biến của bê tông.

Tính toán nhiệt nhằm mục đích xác định chế độ nhiệt trong những cấu kiện của công trình, cần thiết để chọn trị số tính toán. Tính toán toả nhiệt thuộc lời giải của bài toán truyền nhiệt đối với một cấu kiện đã cho ứng với những điều kiện biên và điều kiện ban đầu khác nhau của chế độ nhiệt.

Tính toán tĩnh để xác định ứng suất nhiệt thì cần phân biệt hai trường hợp khác nhau:

- Trường hợp tác động của nhiệt sinh ra trong quá trình hoá cứng của bê tông, tức là quá trình toả nhiệt của bê tông;
- Trường hợp tác động của nhiệt sinh ra trong môi trường xung quanh.

Như đã biết, trong giai đoạn đầu hoá cứng, trong bê tông thoát ra một lượng nhiệt lớn, do đó làm tăng nhiệt độ của khối bê tông. Quá trình tăng nhiệt trong khối bê tông không kéo dài (thường từ 3÷5 ngày đối với những công trình lớn), lượng nhiệt thoát ra phụ thuộc vào thành phần bê tông và loại xi măng dùng. Ngược lại, sự toả nhiệt tích tụ lại xảy ra rất từ từ và kéo dài hàng năm. Vì vậy sự xuất hiện vết nứt trong khối bê tông do tác động của nhiệt có thể xảy ra trong một khoảng thời gian dài.

Sự làm lạnh hoặc nung nóng khối bê tông thường xảy ra không giống nhau tại các tiết diện khác nhau của công trình, vì vậy sự xuất hiện vết nứt trong trường hợp này cũng có thể xảy ra, do ứng suất kéo xuất hiện không đồng đều tại các điểm khác nhau.

Trị số ứng suất pháp do nhiệt gây ra σ tại đáy khối đổ bê tông (với tỷ số giữa chiều cao h và chiều rộng b của khối đó $\frac{h}{b} = 0,25$) có thể tính theo biểu thức sau (công thức của G.N.MASLOV).

$$\sigma = 0,727 E \alpha T_0;$$

Trong đó:

E – môđun đàn hồi của bê tông (T/m^2);

α - hệ số nở dài của bê tông;

T_0 – giá trị nhiệt tăng ($^{\circ}C$).

Sau khi nhiệt độ trong thân công trình hạ thấp có thể xem phần bên trong như vùng có nhiệt độ bình quân năm, còn phần bên ngoài gần mặt biên (trong phạm vi 5 ÷ 6m kể từ bề mặt) chịu tác dụng của giao động nhiệt độ theo mùa do sự thay đổi nhiệt độ của nước và không khí của môi trường xung quanh (giai đoạn sử dụng). Vì vậy, nên kiểm tra độ bền những cấu kiện của công trình theo tác động của nhiệt độ môi trường xung quanh trong giai đoạn sử dụng. Trong trường hợp này, lấy trạng thái ứng suất ứng với chế độ nhiệt bình quân năm của không khí và nước làm trạng thái ứng suất ban đầu.

Khi bê tông hoá cứng trong không khí, thể tích của nó giảm, hiện tượng đó gọi là sự co ngót. Sự co ngót bê tông xảy ra từ ngoài vào trong, do đó ở bên trong khối bê tông thì chịu nén, còn ở gần bề mặt thì chịu kéo. Trị số ứng suất kéo này thường vượt quá cường độ chống kéo tức thời của bê tông, do đó trong khối bê tông thường xuất hiện những vết nứt.

Phương pháp giải bài toán về co ngót của bê tông cũng tương tự như bài toán về tác động do nhiệt.

Các trường hợp tính toán.

Nói chung việc tính toán ổn định và cường độ của tường chắn thường được thực hiện đối với các trường hợp thi công, sử dụng và sửa chữa.

Trong trường hợp thi công, cần phải xét hai khả năng có thể xảy ra theo trình tự thực tế làm việc của công trình.

- Một là công trình vừa được xây dựng xong và đất cũng được đắp tới cao trình thiết kế, nhưng mực nước dưới đất vẫn còn ở cao trình đáy móng tường;

- Hai là công trình đã được xây dựng đến cao trình thiết kế đồng thời nước ở trong đất đắp và ở phía trước tường đạt một cao trình thấp nào đấy do sự ngập nước từ từ vào công trình. Việc chọn cao trình mực nước ở đây cần phải căn cứ vào tính toán nhằm làm sáng tỏ mức độ an toàn thấp nhất và trạng thái ứng suất bất lợi nhất của công trình.

Trong trường hợp sử dụng, cũng cần xét hai khả năng có thể xảy ra tùy theo điều kiện làm việc của công trình.

- Một là mực nước phía trước tường và trong đất đắp là bình thường;

- Hai là khi mực nước phía trước tường là thấp nhất và mực nước ở phía đất đắp là cao nhất ; trường hợp này tuy hiếm nhưng vẫn có thể xảy ra khi sử dụng công trình, do đó cũng cần phải xét tới.

Cần chú ý rằng khi thiết kế tường chắn thuộc kết cấu của buồng âu thuyền, phải xét tới đặc điểm làm việc riêng của loại công trình này. Trong giai đoạn sử dụng công trình, cột nước áp lực tác dụng lên tường thay đổi tùy theo buồng âu thuyền được tháo cạn hay chứa đầy nước; mặt khác, sự thay đổi mực nước trong buồng âu thuyền từ cao trình thấp nhất tới cao trình cao nhất hoặc ngược lại, xảy ra nhanh chóng chỉ trong vòng chục phút, trong khi đó sự thay đổi mực nước trong đất đắp xảy ra rất chậm so với trường hợp trên (nhiều giờ, có khi tới một ngày đêm). Chính vì những lý do đó mà khi thiết kế tường chắn thuộc buồng âu thuyền, cần phải xét hai trường hợp giới hạn khi sử dụng công trình:

- Trường hợp thứ nhất, khi buồng âu chứa đầy nước, cao trình mực nước phía trước tường là cao nhất, trong khi đó, cao trình mực nước thuộc đường cong bão hoà trong đất đắp sau tường là thấp nhất;

- Trường hợp thứ hai, khi buồng âu được tháo cạn tới cao trình mực nước thấp nhất, trong khi đó, cao trình mực nước thuộc đường cong bão hoà trong đất đắp sau tường là cao nhất.

Trong trường hợp sửa chữa, tùy loại công trình cụ thể và yêu cầu sửa chữa, điều kiện làm việc của tường – một bộ phận của công trình – cũng khác nhau. Ví dụ, khi sửa chữa thiết bị hoặc kết cấu của âu thuyền, nước trong buồng âu có thể được tháo cạn hoàn toàn; trong trường hợp này, mực nước trong đất đắp sau âu là cao nhất. Mặt khác, cũng có khi phải cho nước vào đầy buồng âu và dỡ một phần đất đắp sau tường buồng âu để kiểm tra, sửa chữa.

Tóm lại, khi chọn các trường hợp tính toán cần phải căn cứ vào đặc điểm và điều kiện làm việc cụ thể của công trình để chọn ra các trường hợp tính toán thực tế có thể xảy ra trong các giai đoạn thi công, sử dụng và sửa chữa công trình ứng với tình hình làm việc bất lợi nhất của tường chắn.

1.3. TÍNH TOÁN TƯỜNG CHẮN THEO TRẠNG THÁI GIỚI HẠN VÀ PHÂN CẤP TƯỜNG CHẮN

1. Tính toán tường chắn theo trạng thái giới hạn.

Nội dung thiết kế một tường chắn đất nói chung gồm hai phần chính.

Một là kiểm tra sự ổn định chung của nền và công trình, nhằm mục đích khống chế sự ổn định chung của toàn bộ công trình trong quá trình thi công, sử dụng.

Hai là kiểm tra cường độ bản thân của tường chắn nhằm mục đích chọn tiết diện tường và bố trí cốt thép thích hợp, bảo đảm bản thân tường và kết cấu bố trí bên trên (nếu có) làm việc bình thường.

Nội dung thứ nhất thuộc lĩnh vực môn cơ học đất, nền móng giải quyết, còn nội dung thứ hai thuộc lĩnh vực môn kết cấu bê tông cốt thép.

Hiện nay, theo các tiêu chuẩn xây dựng ([8] và [10]), nền và các kết cấu công trình nói chung đều được tính toán theo trạng thái giới hạn. Trong phạm vi này, cần nêu một số vấn đề sau đây:

a) Khái niệm về trạng thái giới hạn của nền và kết cấu công trình.

Theo định nghĩa, trạng thái giới hạn của nền và kết cấu công trình là trạng thái làm cho chúng không còn thoả mãn những yêu cầu về sử dụng đã đề ra cho chúng.

Nói chung, XnIP 11-A.10 – 62 [8] quy về ba trạng thái giới hạn trong tính toán nền và kết cấu công trình.

Trạng thái giới hạn thứ nhất – theo khả năng chịu tải – Mục đích tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất là bảo đảm yêu cầu về mặt khả năng chịu tải (tức là bảo đảm về mặt cường độ, ổn định về hình dạng và vị trí, về tính bền lâu) và hạn chế sự phát triển biến dạng dẻo quá mức của kết cấu và nền trong những điều kiện làm việc bất lợi nhất có thể xảy ra trong giai đoạn thi công và sử dụng công trình.

Trạng thái giới hạn thứ hai theo biến dạng và chuyển vị. Mục đích tính toán theo trạng thái giới hạn thứ hai là hạn chế biến dạng hoặc chuyển vị (kể cả dao động) của nền và kết cấu trong những điều kiện sử dụng bình thường của công trình.

Trạng thái giới hạn thứ ba – theo độ ổn định về vết nứt. Mục đích tính toán kết cấu theo trạng thái giới hạn thứ ba là không cho phép có vết nứt hoặc hạn chế độ mở rộng của vết nứt để bảo đảm cho việc sử dụng công trình không gặp khó khăn hoặc bị hư hại do sự ăn mòn, hư hại cục bộ v.v...

Về thực chất, ba trạng thái giới hạn trình bày trên có thể quy về hai nhóm: nhóm trạng thái giới hạn về mặt khả năng chịu tải và nhóm trạng thái giới hạn không thuộc về khả năng chịu tải, vì vậy gần đây XNIP 11-A-10-71 [9] đã quy định lại như sau:

Nhóm thứ nhất – Trạng thái giới hạn do mất khả năng chịu tải hoặc do không sử dụng được. Thuộc nhóm này, bao gồm những hình thức sau: mất ổn định chung về hình dạng, mất ổn định về vị trí, phá hoại dòn, nhớt, mỏi hoặc phá hoại theo các đặc trưng khác, phá hoại do tác dụng chung của những yếu tố lực và ảnh hưởng bất lợi của môi trường xung quanh, thay đổi về chất lượng của hình dạng ngoài, dao động cộng hưởng, trạng thái cần phải đình chỉ sử dụng do sự chảy của vật liệu, sự cắt tại những chỗ liên kết, từ biến hoặc mở rộng vết nứt. Khi cần thiết, cho phép phân nhóm trạng thái giới hạn thứ nhất thành những nhóm phụ.

Nhóm thứ hai – Trạng thái giới hạn do không sử dụng bình thường được. Thuộc nhóm này bao gồm những trạng thái gây khó khăn trở ngại cho việc sử dụng bình thường kết cấu và nền hoặc làm giảm tuổi thọ của chúng do xuất hiện những chuyển vị không cho phép (như uốn, lún, quay), do động, vết nứt v.v...

Trong những trường hợp cần thiết, ngoài việc tính toán theo tác dụng lực, còn cần phải tính toán theo những mặt khác như về nhiệt kỹ thuật, thủy lực, thấm v.v... tùy theo yêu cầu cụ thể của từng loại công trình.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Tường chắn đất là loại công trình thường xuyên chịu tác dụng của lực ngang (áp lực đất và áp lực nước) do đó theo kinh nghiệm xây dựng đúc kết được, thì nguyên nhân dẫn tới trạng thái giới hạn của công trình chủ yếu do mất khả năng chịu tải của nền (nền đất, đá) hoặc chỉ do mất ổn định về vị trí của công trình (nền đá) gây ra. Chính vì vậy, khi xét sự ổn định chung của công trình, tường chắn được quy định tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất, tức là lấy điều kiện ổn định về cường độ của nền (nền đất, đá) và điều kiện ổn định về vị trí (nền đá) để không chế sự làm việc bình thường của công trình.

Điều kiện ổn định về cường độ của nền được biểu thị bởi mức độ ổn định qua biểu thức sau:

$$k_1 = \frac{\Phi}{P} \geq [k_1]; \tag{1-12}$$

Trong đó:

- k_1 – hệ số an toàn ổn định về cường độ của nền;
 - Φ – Tải trọng giới hạn tác dụng lên tường chắn, (tính theo các đặc trưng tiêu chuẩn của đất nền);
 - P – Tải trọng tính toán lấy bằng tải trọng tiêu chuẩn tác dụng lên tường chắn.
- Tuỳ theo hình thức mất ổn định về cường độ của nền (trượt phẳng, trượt sâu, trượt hỗn hợp) mà biểu thức của Φ và P có dạng khác nhau.
- $[k_1]$ – hệ số an toàn ổn định cho phép, được quy định tuỳ theo cấp hạng công trình và tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động (bảng 1-9).

Bảng 1- 9. Hệ số an toàn ổn định cho phép về trượt

Tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động	Hệ số an toàn ổn định cho phép ứng với các cấp công trình có độ lớn			
	I	II	III	IV, V
Cơ bản	1,4	1,3	1,20	1,15
Đặc biệt	1,2	1,15	1,10	1,05

Khi tính toán theo tổ hợp cơ bản của tải trọng và tác động tác dụng trong thời gian thi công và lắp ráp hệ số an toàn ổn định cho phép được giảm đi 10% so với những giá trị cho trong bảng 1-9, nhưng không được nhỏ hơn giá trị của chúng ứng với tổ hợp đặc biệt.

Nếu công trình tường chắn xây dựng trên nền đá mức độ ổn định về cường độ của nền vẫn được biểu thị tương tự biểu thức 1-21 nhưng trường hợp này thường chỉ có khả năng xảy ra trượt phẳng, do đó giá trị của Φ và P sẽ được tính toán theo những biểu thức tương ứng cho trường hợp trượt phẳng trên nền đá.

Mặt khác, trong trường hợp này, tường chắn còn có khả năng mất ổn định về vị trí – lật quanh trục qua mép đáy móng hạ lưu công trình – do đó điều kiện ổn định về vị trí của tường chắn biểu thị bởi biểu thức sau:

$$k_2 = \frac{\sum M_g}{\sum M_l} \geq [k_2]; \tag{1-22}$$

Trong đó:

- k_2 – hệ số an toàn ổn định về lật;

ΣM_g – tổng các mômen của các lực giữ cho công trình khỏi lật đối với điểm tại mép đáy móng hạ lưu;

ΣM_l – tổng các mômen của các lực gây lật công trình đối với cùng điểm đó;

$[k_2]$ – hệ số an toàn ổn định cho phép về lật được quy định tùy theo cấp công trình và tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động (bảng 1 – 10).

Bảng 1-10. Hệ số an toàn ổn định cho phép về lật

Tổ hợp của tải trọng và tác động	Hệ số an toàn ổn định cho phép tương ứng với cấp công trình có độ lớn		
	I	II	III, IV, V
Cơ bản	1,40	1,30	1,2
Đặc biệt	1,20	1,15	1,1

Cũng cần chú ý thêm rằng, trường hợp công trình vừa chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng và nằm ngang như tường chắn đất, thì chủ yếu được tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất – theo khả năng chịu tải – nhưng nếu tường được xây dựng trên nền đất, thì độ lún hoặc chuyển vị ngang của nền và công trình cũng có thể dẫn tới trạng thái giới hạn của công trình, do đó việc xét tới biến dạng và chuyển vị của nền và công trình cũng rất cần thiết, và nếu có đầy đủ cơ sở lý luận và kinh nghiệm cần thiết, phải tính toán nền và công trình theo cả hai trạng thái giới hạn.

Khi tính lún và nghiêng của tường chắn, vẫn dùng phương pháp cộng lún từng lớp hoặc phương pháp trực tiếp dùng lý luận đàn hồi như QP 20-64 [10] đã quy định.

Bản thân tường chắn thường được làm bằng gạch, đá, bê tông hoặc bê tông cốt thép.

Hiện nay, việc tính toán cường độ bản thân tường chắn nói chung cũng được tiến hành theo trạng thái giới hạn.

Đối với tường chắn bằng bê tông và bê tông cốt thép, được tính toán theo tinh thần của quy phạm thiết kế kết cấu tông và bê tông cốt thép thủy công – QPTL. C-2-75 – còn tường chắn làm bằng gạch đá, tính theo tiêu chuẩn quy phạm thiết kế kết cấu gạch đá và gạch đá có cốt TCXD-42-70.

Nội dung tính toán cụ thể xem ở chương IV.

b) Tải trọng và tác động.

Trong tính toán nền và kết cấu công trình nói chung, cần phải xác định được các tải trọng và tác động lên chúng. Tùy theo nguyên nhân và đặc điểm của những tải trọng và tác động đó mà chúng sẽ có ảnh hưởng khác nhau tới sự làm việc của nền và kết cấu công trình, vì vậy trong việc tính toán nền và kết cấu công trình theo trạng thái giới hạn, các tải trọng và tác động được phân loại theo đặc điểm tác dụng của chúng, dựa trên cơ sở đó để tổ hợp chúng theo xác suất nhằm chọn ra điều kiện làm việc bất lợi nhất có thể xảy ra trong thời gian thi công, sử dụng nền và kết cấu công trình.

Theo XNiPII.A.10-62[*] khi tính toán kết cấu và nền, những tải trọng và tác động được phân làm hai loại: tải trọng và tác động thường xuyên, tải trọng và tác động tạm thời.

Tải trọng hoặc tác động thường xuyên là loại luôn tồn tại, không thay đổi trong suốt thời gian thi công hoặc sử dụng công trình như: trọng lượng bản thân của kết cấu và đất, những ứng lực sinh ra do ứng suất trước trong kết cấu, trọng lượng dây dẫn trên trục đường dây tải điện v.v...

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Tải trọng hoặc tác động tạm thời là loại có thể không tồn tại trong những khoảng thời gian nhất định trong quá trình thi công và sử dụng.

Tuỳ theo thời gian tác dụng lâu dài khác nhau mà tải trọng và tác động tạm thời lại được phân ra:

- Tải trọng và tác động tạm thời tác dụng lâu, chúng có thể tồn tại lâu trong giai đoạn thi công và sử dụng công trình như tải trọng trong buồng kho sách, áp lực của dịch thể và khí trong bể chứa v.v...
- Tải trọng và tác động tạm thời tác động ngắn hạn, chúng có thể chỉ tồn tại ngắn hạn trong thời gian thi công và sử dụng công trình như tải trọng gió, tác động do áp lực, sóng v.v...
- Tải trọng và tác động đặc biệt, chúng chỉ tồn tại trong những trường hợp đặc biệt như tác động do động đất và sự cố v.v...

Việc phân loại tải trọng và tác động nêu trên có tính chung nhất song khi vận dụng vào các loại công trình cụ thể thì tuỳ theo đặc điểm và điều kiện làm việc của mỗi loại công trình mà có những cụ thể hoá, sửa đổi hoặc bổ sung cần thiết.

Đối với các tường chắn thuộc các công trình thuỷ lợi, ngoài những trọng tải và tác động đã xét đến khi tính toán những kết cấu thông thường, còn phải kể đến những tải trọng và tác động có tính chất đặc thù khác như áp lực nước, tải trọng do tàu thuyền “chất đóng” và neo buộc gây ra v.v...

Những tải trọng và tác động được nêu trên có thể có những tổ hợp đồng thời tác dụng lên công trình trong quá trình thi công và sử dụng, gây ra trạng thái làm việc bất lợi nhất, do đó trong tính toán nền và kết cấu công trình nói chung cũng phải quy về một số tổ hợp tải trọng và tác động dựa trên cơ sở xác suất xảy ra của chúng, từ đó có thể quy định mức an toàn chung về điều kiện làm việc của kết cấu và công trình ứng với mỗi tổ hợp đó.

Dựa trên những nguyên tắc chung kể trên nhưng căn cứ vào đặc điểm làm việc của từng loại công trình, hiện nay mỗi ngành xây dựng (xây dựng dân dụng và công nghiệp, xây dựng giao thông cầu đường, xây dựng công trình thuỷ lợi) có quy định cụ thể riêng về các tổ hợp tải trọng và tác động.

Đối với công trình thuỷ lợi nói chung và các tường chắn thuộc các công trình thuỷ lợi nói riêng các tải trọng và tác động chỉ quy về hai tổ hợp: tổ hợp cơ bản và tổ hợp đặc biệt ví dụ như đã nêu ở tiết 1 – 2 của phần này; ứng với hai tổ hợp này các hệ số an toàn ổn định cho phép cũng được quy định cụ thể đối với các cấp hạng công trình khác nhau (bảng 1 – 9; 1 – 10).

Trong tính toán nền và kết cấu công trình theo trạng thái giới hạn, các tải trọng và tác động được phân loại như đã nêu trên, còn cần được chọn sao cho phù hợp với điều kiện làm việc của đất nền và kết cấu công trình, vì vậy người ta còn phân chúng ra làm tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán.

Tải trọng tiêu chuẩn là tải trọng lớn nhất nhưng không hạn chế hoặc phá hoại điều kiện sử dụng bình thường - và trong những trường hợp có thể - điều kiện kiểm tra khi sử dụng và thi công.

Tải trọng tính toán là tải trọng đã xét tới khả năng có thể khác với giá trị tiêu chuẩn của tải trọng, nhưng thiên về mặt bất lợi (có thể lớn hơn hoặc nhỏ hơn giá trị tiêu chuẩn tuỳ từng trường hợp cụ thể) do tính hay thay đổi của tải trọng hoặc do sự sai khác với điều kiện làm việc bình thường; khả năng sai khác đó được xét tới bởi hệ số vượt tải thường ký hiệu là η vậy trên thực tế tính toán, tải trọng tính toán được lấy bằng tích của tải trọng tiêu chuẩn với hệ số vượt tải. Gần đây XnIP II-A. 10-71 [9] có quy định rõ thêm nội dung của tải trọng và tác động tiêu chuẩn. Đặc trưng chủ yếu của tải trọng (tác động) làm giá trị tiêu chuẩn của chúng, được quy định như sau:

ΣM_g – tổng các mômen của các lực giữ cho công trình khỏi lật đối với điểm tại mép đáy móng hạ lưu;

ΣM_l – tổng các mômen của các lực gây lật công trình đối với cùng điểm đó;

$[k_2]$ – hệ số an toàn ổn định cho phép về lật được quy định tùy theo cấp công trình và tổ hợp tính toán của tải trọng và tác động (bảng 1 – 10).

Bảng 1-10. Hệ số an toàn ổn định cho phép về lật

Tổ hợp của tải trọng và tác động	Hệ số an toàn ổn định cho phép tương ứng với cấp công trình có độ lớn		
	I	II	III, IV, V
Cơ bản	1,40	1,30	1,2
Đặc biệt	1,20	1,15	1,1

Cũng cần chú ý thêm rằng, trường hợp công trình vừa chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng và nằm ngang như tường chắn đất, thì chủ yếu được tính toán theo trạng thái giới hạn thứ nhất – theo khả năng chịu tải – nhưng nếu tường được xây dựng trên nền đất, thì độ lún hoặc chuyển vị ngang của nền và công trình cũng có thể dẫn tới trạng thái giới hạn của công trình, do đó việc xét tới biến dạng và chuyển vị của nền và công trình cũng rất cần thiết, và nếu có đầy đủ cơ sở lý luận và kinh nghiệm cần thiết, phải tính toán nền và công trình theo cả hai trạng thái giới hạn.

Khi tính lún và nghiêng của tường chắn, vẫn dùng phương pháp cộng lún từng lớp hoặc phương pháp trực tiếp dùng lý luận đàn hồi như QP 20-64 [10] đã quy định.

Bản thân tường chắn thường được làm bằng gạch, đá, bê tông hoặc bê tông cốt thép.

Hiện nay, việc tính toán cường độ bản thân tường chắn nói chung cũng được tiến hành theo trạng thái giới hạn.

Đối với tường chắn bằng bê tông và bê tông cốt thép, được tính toán theo tinh thần của quy phạm thiết kế kết cấu tông và bê tông cốt thép thủy công – QP.TL. C-2-75 – còn tường chắn làm bằng gạch đá, tính theo tiêu chuẩn quy phạm thiết kế kết cấu gạch đá và gạch đá có cốt TCXD-42-70.

Nội dung tính toán cụ thể xem ở chương IV.

b) Tải trọng và tác động.

Trong tính toán nền và kết cấu công trình nói chung, cần phải xác định được các tải trọng và tác động lên chúng. Tùy theo nguyên nhân và đặc điểm của những tải trọng và tác động đó mà chúng sẽ có ảnh hưởng khác nhau tới sự làm việc của nền và kết cấu công trình, vì vậy trong việc tính toán nền và kết cấu công trình theo trạng thái giới hạn, các tải trọng và tác động được phân loại theo đặc điểm tác dụng của chúng, dựa trên cơ sở đó để tổ hợp chúng theo xác suất nhằm chọn ra điều kiện làm việc bất lợi nhất có thể xảy ra trong thời gian thi công, sử dụng nền và kết cấu công trình.

Theo XNiPIL.A.10-62[*] khi tính toán kết cấu và nền, những tải trọng và tác động được phân làm hai loại: tải trọng và tác động thường xuyên, tải trọng và tác động tạm thời.

Tải trọng hoặc tác động thường xuyên là loại luôn tồn tại, không thay đổi trong suốt thời gian thi công hoặc sử dụng công trình như: trọng lượng bản thân của kết cấu và đất, những ứng lực sinh ra do ứng suất trước trong kết cấu, trọng lượng dây dẫn trên trục đường dây tải điện v.v...

- Đối với tải trọng thường xuyên, giá trị tiêu chuẩn của tải trọng được lấy theo giá trị của những thông số hình học và cấu tạo thuộc đồ án thiết kế và lấy theo giá trị tiêu chuẩn (trung bình thống kê) của trọng lượng đơn vị thể tích, có xét tới những số liệu đã có về khối lượng thực của kết cấu do nơi chế tạo cung cấp.
- Đối với tải trọng do quá trình chế tạo và sửa chữa (gây ra bởi thiết bị, vật liệu, v.v.. cũng như người) giá trị tiêu chuẩn của tải trọng được lấy theo giá trị lớn nhất đối với điều kiện sử dụng bình thường hoặc thi công.
- Đối với tải trọng do khí quyển gây ra (như gió sóng, v.v...) và tác động (như nhiệt, âm, v.v...), giá trị tiêu chuẩn được lấy theo giá trị trung bình trong những giá trị bất lợi ứng với chu kỳ trung bình được xác định của sự lặp lại hoặc vượt quá của tải trọng và tác động;
- Đối với tải trọng động do máy gây ra, giá trị tiêu chuẩn được lấy theo giá trị trung bình thống kê của những thông số xác định tải trọng động hoặc lấy theo giá trị của khối lượng và kích thước hình học thuộc đồ án thiết kế của những bộ phận truyền động của chúng.

Tải trọng tiêu chuẩn và tải trọng tính toán cũng như các tổ hợp của chúng đã nêu trên được đưa vào trong tính toán nền và kết cấu công trình tùy theo đặc điểm làm việc của chúng.

Ví dụ khi tính toán nền theo trạng thái giới hạn về biến dạng thì nội dung tính toán chủ yếu là vấn đề tính lún. Như đã biết, do đất là vật thể không liên tục, ngoài hạt đất trong lỗ rỗng còn chứa nước và khí, do đó dưới tác dụng của tải trọng, quá trình lún của đất tùy thuộc vào quá trình thoát nước thừa và khí trong lỗ rỗng của đất cũng như tùy thuộc vào sự trượt lên nhau giữa các hạt đất qua màng nước liên kết mặt ngoài hạt, do đó quá trình của nền công trình - đặc biệt là đối với đất sét - thường kéo dài hàng chục và có khi hàng trăm năm. Trong trường hợp này, chỉ những tải trọng tồn tại lâu dài thường xuyên trong suốt thời gian thi công và sử dụng công trình mới có ý nghĩa trong việc tính toán.

Nhưng nếu tính toán nền theo khả năng chịu tải thì nội dung tính toán chủ yếu là vấn đề ổn định và cường độ. Trong trường hợp này, không tùy thuộc vào thời gian tác dụng lâu mau của tải trọng miễn là giá trị của tải trọng đủ lớn để dẫn tới mất ổn định về cường độ của nền thì đều phải xét đến trong tính toán.

Do những nguyên nhân kể trên nói chung hiện nay khi tính toán kết cấu và nền theo trạng thái giới hạn về biến dạng (trạng thái giới hạn thứ hai) thì phải chọn dùng tải trọng tiêu chuẩn với tổ hợp cơ bản của chúng, còn khi tính toán kết cấu và nền theo trạng thái giới hạn về khả năng chịu tải (trạng thái giới hạn thứ nhất) thì phải chọn dùng tải trọng tính toán với tổ hợp cơ bản, tổ hợp phụ hoặc tổ hợp đặc biệt của chúng.

c) Các hệ số tính toán.

Khác với phương pháp tính toán nền và kết cấu công trình trước đây chỉ xét tới một hệ số an toàn chung thường để đánh giá mức độ ổn định về khả năng chịu tải và về cường độ, được quy định chủ yếu theo kinh nghiệm, phương pháp tính toán nền và kết cấu công trình theo trạng thái giới hạn đã dùng nhiều hệ số khác nhau để xét các yếu tố ảnh hưởng về từng mặt một cách khoa học và chặt chẽ. Do đó, phương pháp tính toán cũ có khi còn gọi được là phương pháp một hệ số an toàn, còn phương pháp mới - phương pháp nhiều hệ số an toàn.

Các hệ số được dùng trong tính toán nền và kết cấu công trình theo trạng thái giới hạn là hệ số đồng nhất, hệ số điều kiện làm việc, hệ số chính xác và hệ số vượt tải.

Hệ số đồng nhất nói chung - ký hiệu là k - xét tới khả năng thay đổi của cường độ vật liệu và những đặc trưng khác của vật liệu và của đất, thiên về mặt bất lợi so với giá trị tiêu chuẩn của chúng, do thay đổi về tính chất cơ học gây ra.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Trong tính toán nền theo trạng thái giới hạn, các đặc trưng của đất nền cũng được phân làm hai loại là đặc trưng tiêu chuẩn và đặc trưng tính toán.

Đặc trưng tiêu chuẩn của một loại đất (vật liệu) nào đó lấy bằng trị số trung bình số học của các giá trị đặc trưng đó, xác định được bằng thí nghiệm với số lượng mẫu đất đủ để thống kê. Số lượng mẫu đất này không nên lấy ít hơn 6 [11] hoặc 10 [12].

Nhưng vì đất là một loại sản vật “tự nhiên lịch sử”, do đó thường không đồng nhất, mặt khác khi xác định các đặc trưng của đất bằng thí nghiệm không tránh khỏi sai sót xảy ra do chế bị mẫu hoặc thao tác, cho nên đặc trưng tiêu chuẩn không phản ánh được mức độ biến đổi của các đặc trưng đó. Vì dụ cho kết quả thí nghiệm một đặc trưng nào đó của hai loại đất – hệ số chống cắt ψ_1 - nêu trong bảng 1-11.

Bảng 1-11

Đặc trưng cục bộ										Đặc trưng trung bình số học tiêu chuẩn	Mức độ biến đổi
0,525	0,510	0,530	0,520	0,510	0,520	0,515	0,525	0,505	0,520	0,518	0,505÷0,530
0,525	0,550	0,540	0,500	0,505	0,530	0,510	0,520	0,545	0,505	0,518	0,500÷0,550

Kết quả tính toán cho biết hai loại đất trên có cùng đặc trưng tiêu chuẩn của hệ số chống cắt $\psi^{tc}_1 = 0,510$ – nhưng loại đất thứ nhất có mức độ biến đổi của các giá trị ψ_1 ít hơn loại đất thứ hai, do đó có mức độ đồng nhất hơn.

Vậy trong tính toán nền công trình, nhiều khi cần phải xét tới mức độ biến đổi của các đặc trưng của đất như đã nêu trên, có như vậy mới bảo đảm cho công tác tính toán được an toàn, do đó chỉ dùng đặc trưng tiêu chuẩn chưa đủ mà còn phải dùng đặc trưng tính toán.

Để xét tới mức độ đồng nhất của đất, người ta đưa vào khái niệm về hệ số đồng nhất của đất k theo định nghĩa nêu trên. Trong tính toán, đặc trưng tính toán được lấy bằng tích của đặc trưng tiêu chuẩn với hệ số đồng nhất k :

$$k = 1 - \frac{\sigma}{A^{tc}}; \tag{1-23}$$

Trong đó:

σ - sai số bình phương trung bình, có giá trị tính theo biểu thức:

$$\sigma = \sqrt{\frac{\sum (A_i - A^{tc})^2}{n - 1}}; \tag{1-24}$$

Trong đó:

- A_i - đặc trưng cục bộ của đất;
- A^{tc} - đặc trưng tiêu chuẩn của đất;
- n - số mẫu đất thí nghiệm.

Nếu gọi A'' là đặc trưng tính toán thì sẽ có:

$$A'' = A^{tc} \cdot k = A^{tc} - \sigma; \tag{1-25}$$

Từ biểu thức (1-25) và (1-24) thấy rằng, nếu đất càng đồng nhất, σ càng nhỏ (dần tới không), do đó A'' càng gần tới A^{tc} .

Kết quả thực tế cho biết rằng, không giống các vật liệu nhân tạo khác như bê tông, thép v.v..., trị số sai số bình phương trung bình của đất lớn, do đó hệ số đồng nhất k nhỏ, tức là mức độ đồng nhất của đất kém.

Hệ số điều kiện làm việc - ký hiệu là m - xét tới đặc điểm làm việc của vật liệu, của những cấu kiện kết cấu và những chỗ liên kết của chúng, của nền cũng như của công trình và kết cấu nói chung, mà chưa phản ánh trực tiếp được trong tính toán.

Hệ số điều kiện làm việc được xác định theo những số liệu thực nghiệm và những số liệu về sự làm việc thực tế của kết cấu và nền trong những điều kiện thi công và sử dụng.

Hiện nay, các phương pháp tính toán về kết cấu và nền thường phải dựa trên những sơ đồ tính toán đơn giản hoá, do đó kết quả tính ra tất nhiên sẽ sai khác với thực tế. Để xét tới tình hình này, trong tính toán kết cấu và nền, người ta đưa vào một hệ số gọi là "hệ số tính chính xác của phương pháp tính toán". Những giá trị của hệ số này được xác định theo những kết quả so sánh giữa những số liệu tính toán với những số liệu quan trắc thực tế hoặc trên thí nghiệm mô hình.

Để lấy ví dụ về cách chọn hệ số này, có thể đơn cử đề nghị của G.K.Klein về tính toán áp lực đất [13]. Theo G.K.Klein, khi tính toán áp lực đất lên tường chắn, nếu dùng phương pháp tính toán dựa trên lý luận cân bằng giới hạn điểm thì hệ số tính chính xác có thể lấy bằng 1, nếu dùng phương pháp tính toán dựa trên lý luận cân bằng giới hạn cổ thể (lý luận C.A.Coulomb) thì hệ số đó phải lấy bằng 1,1 khi tính áp lực chủ động và lấy không lớn hơn 0,6 khi tính áp lực bị động có ép trời.

Hệ số vượt tải - ký hiệu là n - xét tới sự sai khác có thể xảy ra của tải trọng tác dụng thiên về mặt bất lợi (có thể lớn hơn hoặc nhỏ hơn) so với giá trị tiêu chuẩn do tính biến đổi của tải trọng hoặc do sự vi phạm điều kiện sử dụng bình thường. Hệ số này được xác định tuỳ theo công dụng của công trình cũng như tuỳ theo điều kiện sử dụng chúng. Giá trị cụ thể của hệ số vượt tải được nêu trong những tiêu chuẩn xây dựng có liên quan [14], [15].

Tuy nhiên cần chú ý rằng, hiện nay do chưa quy định được các giá trị của hệ số vượt tải, hệ số đồng nhất, hệ số điều kiện làm việc đối với những trạng thái giới hạn của nền các công trình thuỷ lợi nói chung, trong đó bao gồm cả các tường chắn thuộc các công trình thuỷ lợi, nên QP.20 - 64 vẫn cho phép tính toán những nền đó theo một hệ số an toàn ổn định chung với những tải trọng tính toán lấy bằng tải trọng tiêu chuẩn và đặc trưng tính toán lấy bằng đặc trưng tiêu chuẩn như đã nêu ở phần trên.

2. Phân cấp tường chắn các công trình thuỷ lợi [1].

Nói chung, các công trình thuỷ lợi được phân ra làm công trình vĩnh cửu và công trình tạm thời tuỳ theo điều kiện sử dụng chúng.

Công trình thuỷ lợi vĩnh cửu là những công trình được dùng thường xuyên; trái lại nếu công trình thuỷ lợi chỉ được dùng trong giai đoạn thi công hoặc được dùng khi sửa chữa những bộ phận riêng biệt, được gọi là công trình tạm thời.

Công trình thuỷ lợi vĩnh cửu lại được chia ra làm công trình chủ yếu và công trình thứ yếu. Công trình chủ yếu là loại công trình khi ngừng hoạt động trong trường hợp sửa chữa hoặc có sự cố sẽ làm ngừng hẳn hoặc giảm đáng kể công suất của trạm thuỷ điện, làm ngừng hẳn hoặc làm giảm đáng kể khối lượng vận tải của tàu thuyền v.v... Còn những công trình khi ngừng hoạt động không gây ra những hậu quả như đối với các công trình chủ yếu đã nêu trên thì thuộc loại công trình thứ yếu.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Tuỳ theo ý nghĩa đối với nền kinh tế quốc dân, những công trình thuỷ lợi vĩnh cửu được phân làm năm cấp hạng; những công trình thuỷ lợi tạm thời nói chung được liệt vào cấp hạng V [5].

Tường chắn các công trình thuỷ lợi nếu là một bộ phận của công trình nói chung cũng được phân loại như trên. Tuỳ theo trị số cột nước lớn nhất tác dụng lên tường và loại “đất đá” dưới nền tường, các tường chắn còn được phân làm bốn cấp hạng theo bảng 1-12.

Khi kiểm tra ổn định và cường độ của tường chắn, các hệ số an toàn ổn định, được chọn theo bảng 1-9 hoặc 1-10 tuỳ theo cấp hạng công trình và tổ hợp tải trọng như đã trình bày ở trên.

Bảng 1-12. Bảng phân cấp hạng tường chắn

Trị số cột nước lớn nhất lên tường (m)		Cấp hạng công trình
Nền đá	Nền không phải là đá	
> 100	>25	I
> 50 – 200	> 20 - 25	II
> 20 – 50	> 10 – 20	III
> 10 – 20	> 5 - 10	IV
≤ 10	≤ 5	V

CHƯƠNG II

TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG CHẮN

2.1. ĐIỀU KIỆN SẴN SINH RA CÁC LOẠI ÁP LỰC ĐẤT

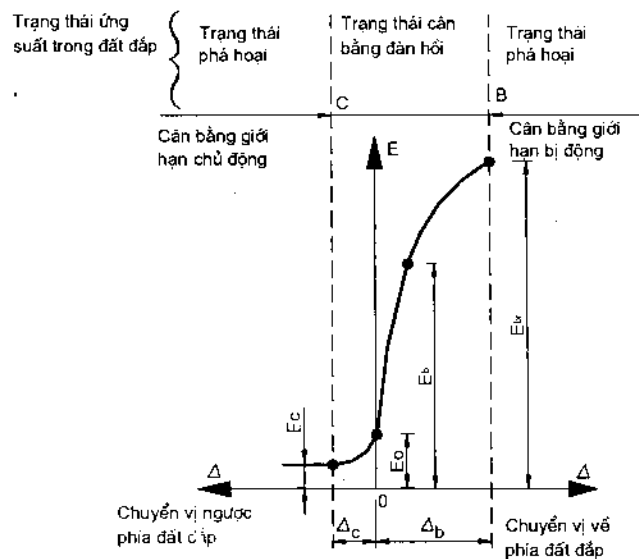
Giá trị áp lực đất tác dụng lên tường chắn không những phụ thuộc vào các đặc trưng cơ lý của đất đắp sau tường mà còn phụ thuộc vào chuyển vị của tường dưới tác dụng của tải trọng ngoài lên tường kể cả áp lực đất.

K. Terzaghi đã làm thí nghiệm mô hình để nghiên cứu quan hệ giữa giá trị áp lực đất tác dụng lên tường và chuyển vị của tường [16] với đất đắp là cát.

Kết quả cho biết rằng, khi tường chuyển vị ngược phía đất đắp, áp lực đất lên tường giảm từ giá trị ban đầu ứng với trạng thái tĩnh (E_0), tới giá trị áp lực chủ động E_c khi trong khối đất đắp hình thành một mặt trượt liên tục. Ngược lại, nếu cho tường chuyển vị về phía đất đắp, áp lực đất lên tường tăng từ giá trị ban đầu E_0 tới giá trị áp lực bị động có ép trôi E_b khi trong đất đắp hình thành một mặt trượt liên tục. Hình 2-1 cho kết quả của thí nghiệm đó.

Từ hình 2-1 thấy rằng, giá trị áp lực hông tác dụng lên tường chắn, phụ thuộc hướng và trị số chuyển vị của tường đối với đất.

Khi chuyển vị của tường về phía đất đắp hoặc ngược phía đắp đắp lần lượt chưa đạt giá trị Δ_b và Δ_c , thì đất đắp còn ở trạng thái cân bằng đàn hồi, giá trị áp lực hông tác dụng lên tường hoặc là bằng áp lực đất tĩnh E_0 (khi chuyển vị bằng không) hoặc là phải được tính theo lý thuyết đàn hồi có xét tới chuyển vị của tường và xét tới sự ép, rãn của đất đắp. Trên thực tế chỉ có biến thiên của áp lực hông khi tường chuyển vị về phía đất mới diễn ra trong một phạm vi lớn do đó TCXD đã quy định phải xét tới loại áp lực bị động không ép trôi E_b (hình 2-1).



Hình 2-1

Kết quả thí nghiệm mô hình tường chắn của Terzaghi.

Trên thực tế, chuyển vị của tường, tức điều kiện sản sinh ra các loại áp lực đất phụ thuộc nhiều yếu tố: độ cứng của bản thân tường, độ cứng của nền tường tải trọng tác động lên tường, ảnh hưởng của các kết cấu kề bên và tác động do nhiệt độ ở môi trường xung quanh thay đổi v.v...

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Nhưng tường chắn khối, tường chắn tổ ong của buồng âu thuyền đáy liền xây dựng trên nền đá v.v... do biến dạng đàn hồi của bản thân tường rất nhỏ không đáng kể nên có thể coi như tường không chuyển vị và áp lực đất tác dụng lên tường được lấy theo áp lực đất tĩnh.

Có những mố bên của đập hoặc của nhà trạm thủy điện, nếu như bảo đảm điều kiện tựa chống vào công trình chính, thì những mố này (một loại tường chắn đất) có thể cong về phía công trình chính để hình thành trạng thái cân bằng giới hạn chủ động trong khối đất đắp sau tường; trong trường hợp này, áp lực hông tác dụng lên tường được lấy bằng áp lực chủ động.

Đặc biệt, có những tường chắn hoặc mố bên của âu thuyền (nhất là trường hợp buồng âu đáy không liền khối) xây dựng trên nền đất dưới tác dụng của nhiệt độ hun nóng ngực tường và do lún không đều tại nền tường về phía đất đắp, làm cho tường nghiêng về phía đất đắp gây nên áp lực bị động không ép trời (E_b) hoặc áp lực bị động có ép trời (E_{bt}) tùy theo độ lớn của chuyển vị đó.

Qua những điều trình bày trên thấy rằng việc xác định giá trị áp lực hông thực tế tác dụng lên công trình chắn đất là một vấn đề rất phức tạp, do đó các giá trị áp lực hông tính toán được theo các phương pháp hiện có – kể cả phương pháp được coi là chính xác nhất hiện nay – cũng chưa cho được lời giải phản ánh đúng thực tế.

Do những điều trình bày ở trên mà hiện nay TCXD có thể nêu lên một số giả thiết cơ bản về sơ đồ tính toán khi xác định áp lực hông tác dụng lên các công trình chắn đất như sau.

Tùy theo hướng và trị số chuyển vị tương đối của tường chắn với đất đắp, mà có thể hình thành ba loại áp lực hông của đất tác dụng lên tường ứng với ba trường hợp sau đây:

- Tường chuyển vị ngược phía đất đắp;
- Tường không chuyển vị so với đất đắp nghĩa là thực tế không di động;
- Tường chuyển vị về phía đất đắp.

Tường chuyển vị đối với đất có thể do mấy nguyên nhân: biến dạng của nền tường (nền đất), biến dạng của kết cấu (bản thân tường) do áp lực đất và những tải trọng ngoài khác đặt lên tường, cũng như do tác động của nhiệt độ ở môi trường xung quanh tường.

Ba loại áp lực hông tác dụng lên tường ứng với ba trường hợp trên là áp lực chủ động (E_c), áp lực đất tĩnh (E_0) và áp lực bị động (E_b , E_{bt}).

Áp lực chủ động của đất E_c được xác định từ giả thiết về sự hình thành lăng thể phá hoại khi tường chuyển vị ngược phía đất đắp một trị số đủ lớn.

Áp lực bị động của đất sinh ra khi tường chuyển vị về phía đất, nó được xem như phản lực của đất chống lại chuyển vị đó.

Tùy theo độ lớn của chuyển vị ngang của tường về phía đất áp lực bị động lại có thể phân làm hai loại:

- Áp lực bị động có ép trời E_{bt} được xác định từ giả thiết về sự hình thành lăng thể ép trời của đất khi tường chuyển vị về phía đất đắp một trị số đủ lớn;
- Áp lực bị động không ép trời E_b được xác định từ điều kiện độ lớn chuyển vị của tường về phía đất chưa đủ để hình thành lăng thể ép trời.

Áp lực đất tĩnh phát sinh khi thực tế tường không chuyển vị ngược phía đất hoặc về phía đất, nghĩa là thực tế tường không di động đối với đất.

Vậy áp lực chủ động và áp lực bị động có ép trời của đất, tương ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của đất đắp sau tường (điểm C và B trên hình (1-1), còn áp lực đất tĩnh và áp lực bị

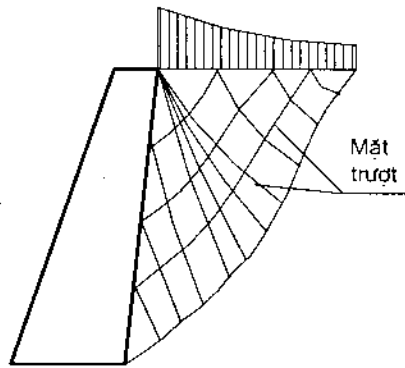
động không ép trôi của đất tương ứng với trạng thái cân bằng đàn hồi của đất đắp sau tường, khi tính toán xem đất như một môi trường liên tục biến dạng tuyến tính (hình 2-1).

2.2. TÍNH TOÁN ÁP LỰC CHỦ ĐỘNG VÀ BỊ ĐỘNG CÓ ÉP TRÔI CỦA ĐẤT

Để xác định áp lực chủ động và áp lực bị động có ép trôi của đất, hiện nay có thể quy về hai loại phương pháp tiêu biểu: phương pháp cân bằng giới hạn điểm và phương pháp cân bằng giới hạn cố thể, lần lượt được trình bày sau:

1. Phương pháp cân bằng giới hạn điểm

Khi khối đất đắp sau tường chắn đạt trạng thái cân bằng giới hạn, phương pháp này quan niệm rằng mọi điểm trong đó đều đồng thời đạt trạng thái cân bằng giới hạn, do đó trong khối đất đắp hình thành hai họ mặt trượt nói chung là cong (hình 2-2).



Hình 2.2

Hai họ mặt trượt trong khối đất đắp sau tường

Khi đạt trạng thái cân bằng giới hạn, các ứng suất pháp và tiếp tại mỗi điểm đều thỏa mãn hệ hai phương trình vi phân cân bằng đàn hồi và điều kiện cân bằng giới hạn sau:

$$\left. \begin{aligned} \frac{\delta \sigma_z}{\delta Z} + \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta x} &= \gamma \\ \frac{\delta \tau_{zx}}{\delta Z} + \frac{\delta \sigma_x}{\delta x} &= 0 \\ \frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{zx}^2}{(\sigma_z + \sigma_x + 2C \cdot \cot \varphi)^2} &= \sin^2 \varphi \end{aligned} \right\} \quad (2-1)$$

Bằng cách đổi biến số, có thể đưa hệ phương trình (2-1) về một hệ hai phương trình dạng hyperbolic có hai họ đường đặc trưng trùng với hai họ đường trượt, biểu thị bởi hai phương trình vi phân.

Về nguyên tắc, ứng với một điều kiện biên nhất định có thể giải hệ hai phương trình hyperbolic nói trên với hai phương trình vi phân của hai họ đường đặc trưng để xác định vị trí hai họ đường trượt và do đó xác định được áp lực đất lên tường. Tuy nhiên do những phức tạp về tính toán cụ thể nên cho tới nay, mới chỉ lập được các biểu thức giải tích với các bảng tính sẵn cho hệ số áp lực đất đối với một số trường hợp cụ thể.

Trường hợp đặc biệt, khi lưng tường thẳng đứng, mặt đất đắp nằm ngang, giữa đất và tường không có ma sát, từ hệ phương trình (2-1) cũng có thể giải trực tiếp và tìm ra được kết quả giống như lý luận áp lực đất của W.T.M. Rengkin đã tìm ra, do đó có thể nói rằng, lý luận áp lực đất của W.T.M. Rengkin chỉ là một trường hợp riêng của lý luận áp lực đất cân bằng giới hạn điểm [17].

Trường hợp đất rời, khi mặt đất đắp nằm ngang, phương pháp cân bằng giới hạn điểm đã cho biểu thức tính áp lực chủ động và áp lực bị động có ép trôi với các hệ số áp lực đất cho trong bảng tính sẵn (bảng 2-1, 2-2).

Trường hợp áp lực chủ động:

$$E_c = \lambda_c^* \cdot \frac{\gamma H^2}{2}; \tag{2-2}$$

Trường hợp áp lực bị động có ép trôi:

$$E_{bt} = \lambda_{bt}^* \cdot \frac{\gamma H^2}{2}; \tag{2-3}$$

Trong đó: λ_c^* , λ_{bt}^* - lần lượt là hệ số áp lực chủ động và bị động có ép trôi của đất, tra trong bảng 2-1 và 2-2.

Bảng tính giá trị của λ_c^*

Bảng 2-1. Hệ số áp lực đất chủ động λ_c^* theo lời giải của lý luận cân bằng giới hạn điểm

φ°	$\alpha^\circ \backslash \delta^\circ$	- 30	- 20	- 10	θ	10	20	30	40
10	0	0,49	0,58	0,65	0,70	0,72	0,73	0,72	0,67
	5	0,45	0,54	0,61	0,66	0,69	0,70	0,69	0,64
	10	0,43	0,51	0,58	0,64	0,67	0,69	0,68	0,63
20	0	0,27	0,35	0,42	0,49	0,54	0,57	0,60	0,59
	10	0,23	0,31	0,38	0,44	0,50	0,53	0,56	0,55
	20	0,22	0,28	0,35	0,41	0,47	0,51	0,53	0,54
30	0	0,13	0,20	0,27	0,33	0,40	0,46	0,50	0,52
	15	0,11	0,17	0,23	0,29	0,36	0,42	0,46	0,48
	30	0,10	0,15	0,21	0,27	0,33	0,39	0,43	0,46
40	0	0,06	0,11	0,16	0,22	0,29	0,35	0,42	0,46
	20	0,05	0,09	0,13	0,19	0,25	0,32	0,38	0,42
	40	0,04	0,07	0,12	0,17	0,23	0,29	0,36	0,41

Cần chú ý rằng, phương pháp cân bằng giới hạn điểm hiện nay tuy được coi là phương pháp tính toán chặt chẽ và chính xác, nhưng do chưa lập được các bảng tính sẵn hoặc đồ thị để xác định các hệ số áp lực đất trong mọi trường hợp, nên trong tính toán thực tế, phương pháp này còn bị hạn chế nhiều so với phương pháp cân bằng giới hạn có thể trình bày sau này.

Bảng 2-2. Bảng tính giá trị của λ_{bt}^*
 Hệ số áp lực đất bị động λ_{bt}^* theo lời giải của lý luận cân bằng giới hạn điểm

φ°	$\alpha^\circ \backslash \delta^\circ$	- 30	- 20	- 10	0	10	20	30	40	50	60
10	0	1,53	1,53	1,49	1,42	1,31	1,18	1,04	0,89	0,71	0,53
	5	1,71	1,69	1,64	1,55	1,43	1,28	1,10	0,93	0,74	0,55
	10	1,88	1,79	1,74	1,63	1,50	1,33	1,15	0,96	0,76	0,55
20	0	2,76	2,53	2,30	2,04	1,77	1,51	1,26	1,01	0,77	0,56
	10	3,26	3,11	2,89	2,51	2,16	1,80	1,46	1,16	0,87	0,61
	20	4,24	3,79	3,32	2,86	2,42	2,00	1,63	1,25	0,92	0,63
30	0	5,28	4,42	3,65	3,00	2,39	1,90	1,49	1,15	0,85	0,60
	15	8,76	7,13	5,63	4,46	3,50	2,70	2,01	1,45	1,03	0,69
	30	11,72	9,31	7,30	5,67	4,35	3,29	2,42	1,73	1,23	0,75
40	0	11,27	8,34	6,16	4,60	3,37	2,50	1,86	1,35	0,95	0,64
	20	26,70	18,32	13,02	9,11	6,36	4,41	1,98	1,99	1,33	0,81
	40	43,23	29,40	20,35	13,96	9,43	6,30	4,16	2,67	1,65	0,96

2. Phương pháp cân bằng giới hạn cố thể

Phương pháp cân bằng giới hạn cố thể xác định giá trị áp lực đất lên tường chắn được nêu lên từ năm 1773 do một sỹ quan công binh người Pháp tên là C.A. Coulomb, sau đó được một kỹ sư công binh người Pháp tên là J.V. Poncelet phát triển thêm.

Tiếp đó, phương pháp này ngày càng được bổ sung và phát triển và hiện nay vẫn còn được dùng phổ biến trong thực tế vì tính chất thực dụng của nó.

a) Những giả thiết cơ bản và nguyên lý tính toán

Lý luận áp lực đất của C.A. Coulomb được xây dựng trên hai giả thiết cơ bản sau đây.

- Khi khối đất đắp sau tường chắn đạt trạng thái cân bằng giới hạn – chủ động hay bị động – mặt trượt thứ nhất sinh ra trong khối đất đắp giả thiết là phẳng, mặt trượt thứ hai là mặt tiếp giáp giữa đất và mặt lưng tường;
- Giá trị áp lực chủ động của đất lấy bằng giá trị lớn nhất trong các giá trị lực đẩy của khối đất lên tường khi nó đạt trạng thái cân bằng giới hạn chủ động; giá trị áp lực bị động có ép trôi của đất lấy bằng giá trị nhỏ nhất trong các giá trị lực chống của khối đất lên tường khi nó đạt trạng thái cân bằng giới hạn bị động.

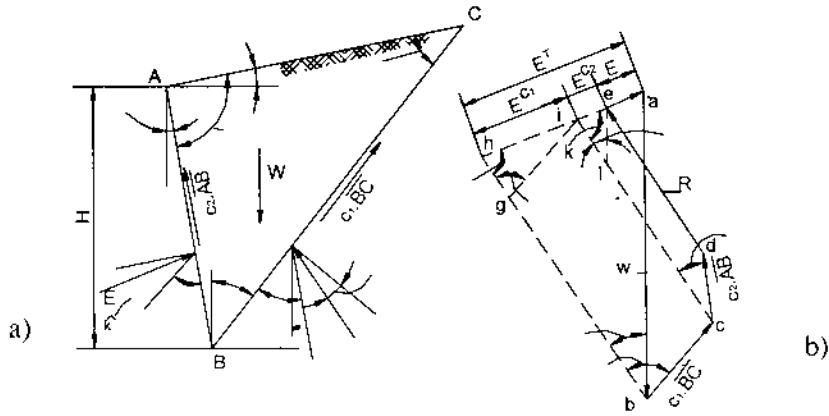
Ngoài ra, để đơn giản tính toán, còn giả thiết rằng khối đất đắp là đồng chất và khi đạt trạng thái cân bằng giới hạn nó được xem như một cố thể, trạng thái ứng suất giới hạn chỉ xảy ra trên các mặt trượt.

Với những giả thiết đơn giản hoá đó, lý luận áp lực đất C.A. Coulomb đã vận dụng các phương trình cân bằng tĩnh của một hệ vật thuộc bài toán phẳng trong cơ học vật rắn tuyệt đối (trừ phương trình cân bằng mo-men) cùng với công cụ toán học giải tích thông thường hoặc đồ giải để giải quyết các bài toán về áp lực đất.

b) – Tính toán áp lực chủ động của đất.

α - Trường hợp không xét tới sự nứt nẻ trên mặt đất đắp.

Hình 2-3 biểu thị sơ đồ tính toán và đa giác các lực tác dụng lên lăng thể trượt (khối đất) ABC. Vì lăng thể trượt cân bằng tĩnh nên đa giác các lực tác dụng lên nó khép kín, điều này tương đương với hệ hai phương trình cân bằng tĩnh của các lực chiếu trên hai trục toạ độ vuông góc trên mặt phẳng tác dụng của các lực đó, tức là những phương trình $\sum x = 0$ và $\sum Z = 0$.



Hình 2 - 3
Sơ đồ tính toán và đa giác lực

Từ hình 2 – 3b, có thể viết biểu thức của lực đẩy E tác dụng lên tường như sau:

$$E = E^T - [E^{C1} + E^{C2}]; \tag{2.4}$$

Trong đó:

E^T – Giá trị lực đẩy của đất lên tường khi bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị C_1, C_2 ;

E^{C1} – Giá trị lực đẩy bị giảm do ảnh hưởng của lực dính đơn vị C_1 tác dụng trên mặt trượt BC;

E^{C2} – Giá trị lực đẩy bị giảm do ảnh hưởng của lực dính đơn vị C_2 tác dụng trên mặt lưng tường AB.

Các biểu thức của E^T, E^{C1}, E^{C2} được lập từ hệ thức lượng trong các tam giác abh, ghi, và eil, kết quả như sau:

$$E^T = \frac{1}{2} \gamma H^2 . M; \tag{2-5}$$

$$E^{C1} = C_1 . H . N_1; \tag{2-6}$$

$$E^{C2} = C_2 . H . N_2; \tag{2-7}$$

Trong đó:

$$M = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \times \frac{\sin(\theta + \alpha) . \cos(\theta + \varphi)}{\sin(\theta + \theta_1) \cos(\theta + \beta)} \tag{2-8}$$

$$N_1 = \frac{\cos(\alpha - \beta) . \cos \varphi}{\cos \alpha} \times \frac{1}{\sin(\theta + \theta_1) . \cos(\theta + \beta)}; \tag{2-9}$$

$$N_2 = \frac{1}{\cos \alpha} \times \frac{\cos(\theta + \theta_2)}{\sin(\theta + \theta_1)}; \tag{2-10}$$

với $\theta_1 = \alpha + \varphi + \delta$; $\theta_2 = \alpha + \varphi$;

Theo các biểu thức từ (2-4) ÷ (2-10) thấy rằng, ứng với một tường chắn và một loại đất có mật ngoài nhất định, giá trị của E phụ thuộc vị trí mặt trượt BC, tức phụ thuộc góc θ : $E = f(\theta)$.

Để tìm giá trị lớn nhất của lực đẩy : E_{max} theo giả thiết hai nêu trên, có thể dùng giải tích hoặc đồ giải.

Nếu dùng giải tích, có:

$$\frac{dE}{d\theta} = 0$$

Thay E từ các biểu thức (2-4) ÷ (2-10) vào, sẽ rút ra biểu thức cho góc trượt nguy hiểm nhất θ_c ứng với giá trị E_{\max} đó:

$$- \left[Q_c - \frac{C}{\gamma H} (S_c + \lambda V_c) \right] - \sqrt{\dots}$$

$$\operatorname{tg} \theta_c = \frac{\sqrt{\left[\theta_c - \frac{C}{\gamma H} (S_c + \lambda V_c) \right]^2 - 4 \left[P_c \frac{C}{\gamma H} (T_c - \lambda U_c) \right] \left[R_c + \frac{C}{\gamma H} (T_c + \lambda W_c) \right]}}{2 \left[P_c - \frac{C}{\gamma H} (T_c - \lambda U_c) \right]} \quad (2-11)$$

Trong đó: $V_c = \frac{4 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \sin \beta \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)}$ (2-12)

$$U_c = \frac{2 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \sin^2 \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (2-13)$$

$$W_c = \frac{2 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \cos^2 \beta}{\cos(\alpha - \beta)} \quad (2-14)$$

$$\lambda = \frac{C_2}{C_1} = \frac{C_2}{C} \rightarrow C_2 = \lambda \cdot C^* ; \quad (2-15)$$

P_c, Q_c, R_c, T_c vẫn tính theo các biểu thức (7), (8), (9), (10), (11), [18].

Vậy lực đẩy lớn nhất E_{\max} có được bằng cách thay θ_c tính theo biểu thức (2-11) vào các biểu thức [(2-4) ÷ (2-10)].

$$E_{\max} = \frac{1}{2} \gamma H^2 M_c - C H N_c ; \quad (2-16)$$

Trong đó

$$M_c = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \cdot x \frac{\sin(\theta + \alpha) \cos(\theta_c + \varphi)}{\sin(\theta_c + \theta_1) \cos(\theta_c + \beta)} ; \quad (2-17)$$

$$N_c = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha} \cdot x \frac{1}{\sin(\theta_c + \theta_1) \cos(\theta_c + \beta)} + \frac{\lambda}{\cos \alpha} \cdot \frac{\cos(\theta_c + \theta)}{\sin(\theta_c + \theta_1)} ; \quad (2-18)$$

Giả thiết biểu đồ phân bố giá trị cường độ lực đẩy lớn nhất là đường thẳng, từ (2-16) có thể suy ra biểu thức cường độ áp lực đất như sau (thay H bằng Z):

$$\frac{dE_{\max}}{dz} = \sigma_c = \gamma Z \cdot M_c - C \cdot N_c ; \quad (2-19)$$

Từ (2-19), xác định được độ sâu H_n kể từ đỉnh tường mà trong phạm vi đó tường không chịu tác dụng lực đẩy của đất.

Thực vậy, từ điều kiện $\sigma_c = 0$, rút ra:

$$Z = H_n = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} ; \quad (2-20)$$

*) Việc chọn giá trị của λ xem trong chương V.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Có thể xem biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất là tam giác bcd, giá trị áp lực chủ động của đất sẽ lấy bằng diện tích tam giác đó:

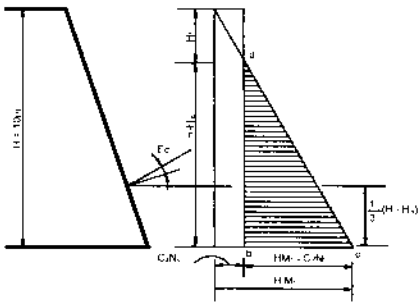
$$E_c = \frac{1}{2} [\gamma H.M_c - C.N_c] [H - H_n];$$

Hay:

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 . M_c - CH.N_c + \frac{C^2}{\gamma} P_c; \tag{2-21}$$

Trong đó: $P_c = \frac{1}{2} . \frac{N_c^2}{M_c} ; \tag{2-22}$

Điểm đặt và phương tác dụng của E_c nêu trên hình 2-4.



Hình 2-4
Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất

Chú thích

1 – Trường hợp: $C_2 = 0,5 C_1$;

2 – Trường hợp: $C_2 = 0$

$$\frac{1}{2} (H - H_n) = 2,56m$$

$$\frac{1}{3} (H - H_n) = 2,62m$$

$$\gamma H M_c = 14,30 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma H M_c = 14,35 \text{ T/m}^2$$

$$C_2 N_c = 3,30 \text{ T/m}^2$$

$$C_2 N_c = 3,06 \text{ T/m}^2$$

$$H_n = 2,30 \text{ m}$$

$$H_n = 2,14 \text{ m}$$

$$E_c = 42,31 \text{ T/m}$$

$$E_c = 44,33 \text{ T/m}$$

1. Chú ý:

1) Trường hợp bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng lưng tường ($C_c = 0$), thì:

$$-\left[Q_c - \frac{C}{\gamma H} . S_c \right] - \sqrt{...}$$

$$\text{tg}\theta = \frac{-\sqrt{\left[Q_c - \frac{C}{\gamma H} . S_c \right]^2 - 4 \left[P_c - \frac{C}{\gamma H} . T_c \right] \left[R_c + \frac{C}{\gamma H} . T_c \right]}}{2 \left[P_c - \frac{C}{\gamma H} . T_c \right]}; \tag{2-11'}$$

$$E_{\text{max}} = \frac{1}{2} \gamma H^2 . M_c - CH.N_c \tag{2-16'}$$

$$H_n = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} \quad ; \quad (2-20')$$

$$E_c = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot M_c - CH \cdot N_c + \frac{C^2}{\gamma} \cdot P_c \quad ; \quad (2-21')$$

$$P_c = \frac{1}{2} \frac{N_c^2}{M_c}$$

$$M_c = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{\sin(\theta_c + \alpha) \cos(\theta_c + \varphi)}{\sin(\theta_c + \theta_1) \cos(\theta_c + \beta)} \quad ; \quad (2-17')$$

$$N_c = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{\sin(\theta_c + \theta_1) \cos(\theta_c + \beta)} \quad ; \quad (2-18')$$

Các giá trị θ_c , M_c , N_c được tính sẵn trong các bảng tính, phụ lục II.

2. Trường hợp đất rời ($C_1 = C_2 = 0$), thì:

$$\operatorname{tg} \theta_c = \frac{-Q_c - \sqrt{Q_c^2 - 4P_c \cdot R_c}}{2P_c} \quad ; \quad (2-11'')$$

$$E_c = \sqrt{E_{cn} + E_{cd}} = \gamma H^2 \lambda_c \quad (2-21''')$$

$$\text{Trong đó: } E_{cn} = \gamma H^2 \cdot \lambda_{cn} \quad ; \quad (2-21a'')$$

$$E_{cd} = \gamma H^2 \cdot \lambda_{cd} \quad ; \quad (2-21b'')$$

$$\lambda_c = \sqrt{\lambda_{cn}^2 + \lambda_{cd}} \quad ; \quad (2-21'')'$$

Các giá trị θ_c , λ_{cn} , λ_{cd} , được tính sẵn trong các bảng tính, phụ lục I.

3. Góc nghiêng mặt đất đắp giới hạn và góc trượt nguy hiểm nhất giới hạn [19] [20] [21]

a) Góc nghiêng mặt đất đắp giới hạn (β_{gh}) được xác định từ điều kiện cho các giá trị trong căn thức thuộc các biểu thức (2-11), (2-11'), (2-11'') bằng không.

Đối với đất rời ($C=0$), sẽ có:

$$\beta_{gh}^d = \varphi \quad ; \quad (2-23)$$

Trong trường hợp này, góc nghiêng mặt đất đắp β không thể lớn hơn góc ma sát trong φ của đất;

Đối với đất dính, sẽ có: $\beta_{gh}^d > \varphi$

Trong trường hợp này, góc nghiêng mặt đất đắp β có thể lớn hơn góc ma sát trong của đất đắp φ .

b) Góc trượt nguy hiểm nhất giới hạn (θ_c^{sh}) được xác định từ điều kiện mặt trượt thứ nhất BC, trong khối đất đắp song song với mặt đất đắp hay:

$$\theta_c^{sh} = \frac{\pi}{2} - \beta_{gh} \quad (2-25)$$

Tùy theo đất đắp là đất rời hay đất dính, giá trị β_{gh} sẽ khác nhau.

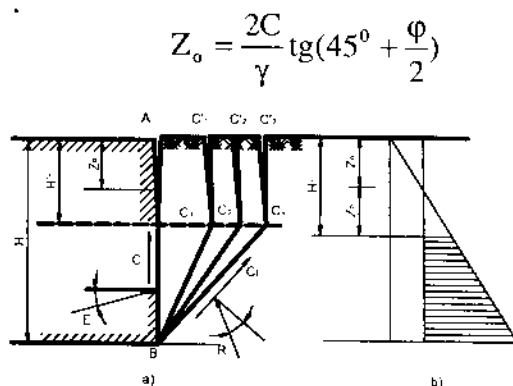
β - Trường hợp có xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên mặt đất đắp.

Khi đất đắp sau tường chắn là đất dính, một mặt do ảnh hưởng của điều kiện khí hậu xung quanh 3, mặt khác do trạng thái ứng suất cực tiểu được hình thành gây ứng suất kéo ngang trong một độ sâu nhất định làm cho mặt đất bị nứt nẻ.

Nếu mặt đất đắp nằm ngang, giá trị của chiều sâu gây ứng suất kéo được xác định từ điều kiện cân bằng giới hạn Mohr-Rankine [22]:

$$Z_o = \frac{2C}{\gamma} \operatorname{tg}\left(45^\circ + \frac{\varphi}{2}\right); \quad (2-26)$$

Theo lập luận đó, thì sẽ không có lực đẩy ngang tác dụng trên một mặt thẳng đứng trong một phạm vi chiều sâu H_n bằng $2Z_o$ (Hình 2-5b). Nhưng trên thực tế, trạng thái ứng suất kéo được hình thành phía trên mặt đất đắp sẽ gây ra tình hình nứt nẻ làm giảm giá trị H_n xuống còn $H_n' < H_n$ [22]. Giá trị này xác định chiều sâu trong đó đất đắp có thể không dính vào tường (hình 2-5a), vì vậy có thể xem lớp đất có chiều dày H_n' như một tải trọng phân bố đều thẳng đứng tác dụng trên mặt đất đắp [22].



Hình 2-5

Chiều sâu nứt nẻ phía trên mặt đất đắp

Trường hợp mặt đất đắp nghiêng ($\beta \neq 0$), lưng tường nghiêng ($\alpha \neq 0$), giữa đất và tường có ma sát ($\delta \neq 0$), chiều sâu nứt nẻ H_n' được xác định theo biểu thức sau [19] (hình 2-6a).

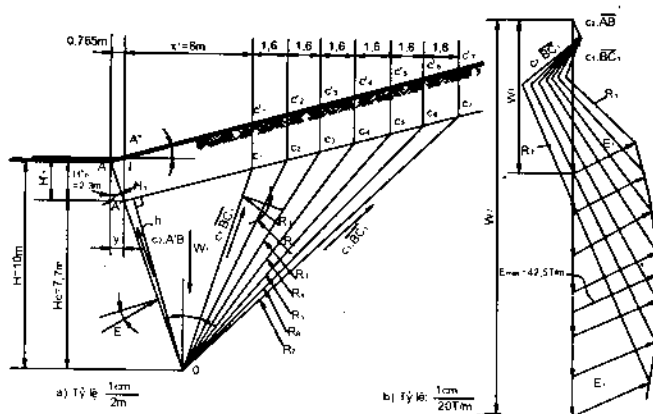
$$H_n' = A' A'' = H_n (1 + \operatorname{tg}\alpha \cdot \operatorname{tg}\beta); \quad (2-27)$$

trong đó H_n được xác định theo biểu thức (2-20) hoặc (2-20'). Chú ý rằng, nếu thay $\alpha = \beta = \delta = 0$ vào biểu thức (2-27), (2-20'), sẽ thu được kết quả như biểu thức (2-26).

Để xác định áp lực đất tác dụng lên tường trong trường hợp này, coi phía trên mặt đất đắp, trong phạm vi chiều sâu nứt nẻ H_n' , có một tải trọng phân bố đều thẳng đứng tác dụng có giá trị bằng $q = \gamma H_n'$ và bây giờ tường chắn có chiều cao là $H_c = H - H_n'$. Điều này được thỏa mãn khi các mặt trượt BC_i đi qua đáy C_i của mỗi vết nứt (Hình 2-6a).

Trong trường hợp này, góc trượt nguy hiểm nhất θ_c vẫn được xác định theo biểu thức (2-11) hoặc (2-11'), nhưng phải thay thế $\frac{C}{\gamma H}$ trong đó bằng $\frac{C}{\gamma(H_c + 2H_n')}$ [19] với giá trị áp lực chủ động của đất được tính theo biểu thức sau:

$$E_c^\sigma = \frac{1}{2} \gamma H_c^2 M_c \left[1 + \frac{2H_n'}{H_c} \right] - C H_c N_c; \quad (2-28)$$



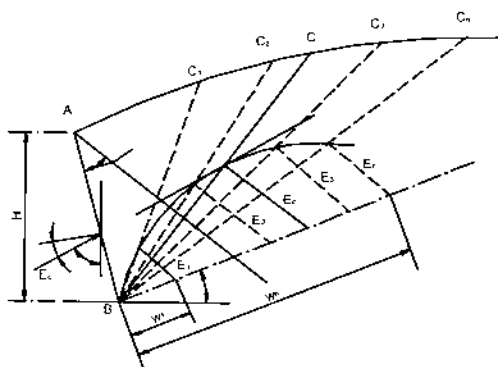
Hình 2-6
Phương pháp đồ giải xác định E_{\max}

Trong đó M_c , N_c được xác định theo biểu thức (2-17) (2-18) hoặc (2-17') (2-18').

Chú ý: Gặp trường hợp phức tạp không dùng các biểu thức giải tích nêu trên để xác định áp lực chủ động của đất lên tường được, có thể dùng phương pháp đồ giải.

1. Trường hợp đất rời, dùng phương pháp đồ giải Culmann, (Hình 2-7)

- Từ điểm B, kẻ BS làm với đường ngang góc φ và từ điểm A, kẻ AL làm với AB góc $(\varphi + \delta)$;
- Từ điểm B, kẻ các đường BC_1, BC_2, BC_3, \dots , làm với đường ngang những góc khác nhau;
- Tính trọng lượng W_i của các lăng thể trượt ABC_i ; sau đặt các giá trị đó lên BS theo một tỷ lệ nhất định;
- Từ đầu mút các vectơ của W_i trên BS, kẻ các đường song song với AL, chúng cắt các đường BC_i tương ứng, tạo thành các tam giác lực ứng với mỗi mặt trượt đã cho, trong đó các đoạn vừa xác định được biểu thị giá trị của E_i . Nối đầu mút các đoạn biểu thị các giá trị của E_i , được đường cong Culmann.



Hình 2-7
Xác định áp lực chủ động của đất rời bằng phương pháp đồ giải Culmann.

- Kẻ một đường thẳng song song với BS và tiếp xúc với đường cong K tại m, xác định được $E_c = E_{max}$
- Nối Bm, xác định được mặt trượt nguy hiểm nhất BC, (hình 2-7).

Điểm đặt của E_c là giao điểm của lưng tường AB với đường thẳng kẻ từ trọng tâm tam giác ABC và song song với BC.

2. Trường hợp đất dính, (xem ví dụ 2-1)

Ví dụ 2-1

Cho một tường chắn cao 10m và các số liệu cần để tính toán nêu trên hình 2-8.

Hãy xác định áp lực chủ động của đất bằng phương pháp đồ giải và giải tích trong các trường hợp sau:

1. Không xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên mặt đất đắp ứng với hai trường hợp:

- $C_1 \neq 0, C_2 \neq 0$ với $C_2 = 0,5 C_1$;
- $C_1 \neq 0, C_2 = 0$.

2. Xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên mặt đất đắp ứng với hai trường hợp trên.

GIẢI.

1. Không xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên mặt đất đắp.

a) Trường hợp $C_2 = 0,5 C_1$

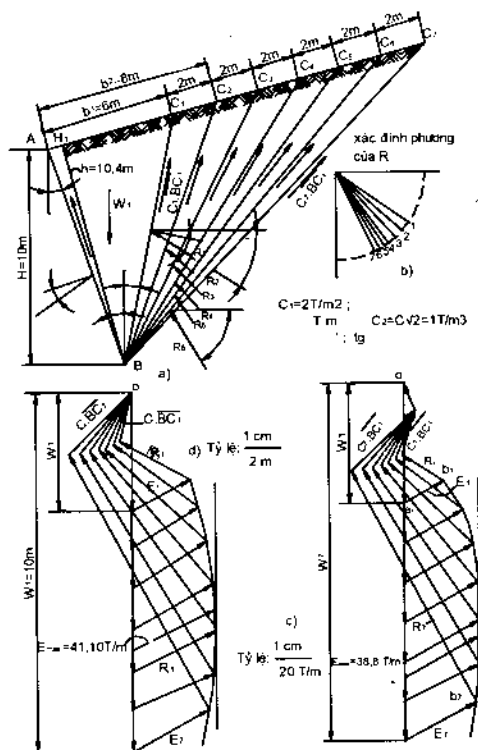
α - Phương pháp đồ giải : (hình 2-8)

- Kẻ 7 mặt trượt: BC_1, BC_2, \dots, BC_7 , ứng với mỗi mặt trượt, có một lăng thể trượt; xác định các yếu tố cần thiết để tính toán.

+ Trọng lượng các lăng thể đất ABC_i ; $W_i = \frac{1}{2} b_i \cdot h \cdot l \cdot \gamma$;

+ Tổng lực dính tác dụng trên mặt trượt BC_i : $C_1 \overline{BC_i}$;

+ Phương của phản lực R_i hình 2-8b;



Hình 2 - 8

Phương pháp đồ giải xác định E_{max}

+ Tổng lực dính tác dụng lên AB là hằng số và bằng $C_2 \cdot \overline{AB}$

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng sau: (Bảng 2-3)

Bảng 2-3

Thứ tự mặt trượt	$W_i = F_i \cdot t \cdot \gamma (\text{T/m})$		$C_i = C_1 : BC_i (\text{T/m})$		$C_2 \cdot \overline{AB} (\text{T/m})$
	$F_i = \frac{1}{2} b_i h (\text{m}^2)$	W_i	BC_i	C_i	
1	31,2	56,2	11,8	23,6	10,5
2	41,6	75,8	12,8	25,6	
3	52,0	93,7	14,1	28,2	
4	62,4	112,3	15,5	31	
5	72,8	131	17	34	
6	83,2	150	18,7	37,4	
7	93,7	169	20,3	40,6	

Chú thích: $AB \cdot \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,949} \approx 10,5\text{m}$

$BH_1 = h = AB \cdot \cos(\alpha - \beta) = 10,5 \times \cos 3^\circ 20' \approx 10,4\text{m}.$

- Ứng với mỗi lăng thể trượt, vẽ được một đa giác lực Oa, b, c, d_i (hình 2-8c). Từ bảy đa giác lực vẽ được, xác định

$$E_{\max} = 38,50 \text{ T/m}.$$

β - Phương pháp giải tích.

Thay các số liệu đã cho vào các biểu thức của P_c, Q_c, R_c, S_c, T_c và các biểu thức (2-12), (2-13), (2-14), (2-11), được các kết quả sau:

$P_c = 0,011; Q_c = -0,367; R_c = 0,432; S_c = 3,19;$

$T_c = 0,80; V_c = 0,945; U_c = 0,125; W_c = 1,750;$

$\text{tg} \theta_c = 0,732 \rightarrow \text{tra ra } \theta_c = 36^\circ 10' \approx 36^\circ.$

Thay các số liệu đã cho và giá trị θ_c vừa tìm được vào các biểu thức (2-17), (2-18), (2-22), (2-16), (2-21) được các kết quả sau: $M_c = 0,795, N_c = 1,580 + 0,071 = 1,651; P_c = 1,715.$

$$E_{\max} = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 100 \times 0,975 - 2 \times 10 \times 1,651 = 71,5 - 33,02 = 38,50 \text{ T/m}$$

$$E_c = E_{\max} + \frac{4}{1,8} \times 1,715 = 38,50 + 3,81 = 42,31 \text{ T/m}.$$

b) Trường hợp $C_1 \neq 0, C_2 = 0$

α - Phương pháp đồ giải.

Cách làm tương tự như trên, nhưng trường hợp này đa giác lực chỉ gồm 4 lực (hình 2-8d).

Kết quả đồ giải xác định được $E_{\max} = 41,10 \text{ T/m}.$

β - Phương pháp giải tích.

Tính $\frac{C_1}{\gamma H} = \frac{2}{1,8 \times 10} = 0,111.$

Từ các số liệu đã cho : $\varphi = 20^\circ$, $\delta = \frac{\varphi}{2}$, $\beta = 15^\circ$, $\operatorname{tg} \alpha = 0,333$

ứng với $\frac{C}{\gamma H} = 0,111$, từ bảng biểu phụ lục II, tra ra:

$$\theta_c = 34^\circ 45'; M_c = 0,797; N_c = 1,533.$$

Từ các biểu thức (2-16'), (2-21') có:

$$E_{\max} = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 10^2 \times 0,797 - 2 \times 10 \times 1,533 = 71,70 - 30,66 = 41,04 \text{ T/m}$$

$$E_c = E_{\max} + \frac{4}{1,8} \times P_c = 41,04 + 2,22 \times 1,48 = 41,04 + 3,29 = 44,33 \text{ T/m}$$

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất, điểm đặt và phương tác dụng của E_c ứng với hai trường hợp trên, nêu trên hình 2-4.

2. Xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên mặt đất đắp.

a) Trường hợp $C_2 = 0,5 C_1$.

α - Phương pháp đồ giải.

Tính H_n theo biểu thức (2-20):

$$H_n = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C_1}{\gamma} = \frac{1,651}{0,795} \times \frac{2}{1,8} \approx 2,30 \text{ m.}$$

$$\text{Vậy } H_c = H - H_n = 10 \text{ m} - 2,30 \text{ m} = 7,70 \text{ m.}$$

Cách tiến hành tiếp, tương tự trường hợp 1, ở đây chỉ khác về giá trị của W_i , C_i , $C_2 \cdot \overline{A'B}$.

Kết quả tính toán, tóm tắt trong bảng sau.

Bảng 2-4

Thứ tự mặt trượt	$W_i = F_i \times l \times \gamma \text{ (T/m)}$		$C_i = C_1 \cdot BC_i \text{ (T/m)}$		$C_2 \cdot \overline{A'B} \text{ (T/m)}$
	$F_i = F_i^1 + F_i^2 \text{ (m}^2\text{)}$	W_i	$\overline{BC_i} \text{ (m)}$	C_i	
1	41,06	74	10	20	
2	51,96	93,5	11	22	
3	62,46	112,2	12,1	24,2	
4	72,96	131	13,5	27,0	8,12
5	84,21	151,5	14,8	29,6	
6	94,76	170,5	16,2	32,4	
7	105,59	190	17,6	35,2	

Chú thích:

F_i^1 - diện tích các tứ giác $AA'C_iC_i'$

$$F_i^1 = \frac{1}{2} y x H_n + H_n \cdot X_i = H_n \left(X_i + \frac{1}{2} y \right); y = H_n \operatorname{tg} \alpha.$$

F_i^2 - diện tích các tam giác $A'B C_i$.

$$\overline{A'B} = \frac{H_c}{\cos \alpha} = \frac{7,70}{0,949} = 8,12 \text{ m.}$$

Từ kết quả vẽ đa giác lực, xác định được:

$$E_c^q = E_{\max} \approx 42,5 \text{ T/m.}$$

xem hình 2-6

β - Phương pháp giải tích.

$$\text{Tính } \frac{C_1}{\gamma(H_c + 2H_n)} = \frac{2}{1,8(7,70 + 2 \times 2,30)} \approx 0,09.$$

Theo biểu thức (2-11) tính ra:

$$\text{tg}\theta_c = 0,825 \rightarrow \theta_c = 39^\circ 30'.$$

Thay giá trị của θ_c tìm được vào (2-17), (2-18), tính ra

M_c, N_c

$$M_c = 0,822; N_c = 1,811$$

Theo biểu thức (2-28) tính ra $E_c^q (E_{\max})$:

$$E_{\max} = E_c^q = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 7,70^2 \times 0,822 \left[1 + \frac{2 \times 2,3}{7,7} \right] - 2 \times 7,70 \times 1,811 = 70,30 - 27,90 = 42,40 \text{ T/m.}$$

b) Trường hợp $C_1 \neq 0, C_2 = 0$

α - Phương pháp đồ giải.

$$\text{Tính } \frac{C_1}{\gamma H} = \frac{2}{1,8 \times 10} = 0,111.$$

Từ các số liệu đã cho, theo bảng biểu phụ lục II, tra ra

$$\theta_c = 34^\circ 45'; M_c = 0,797; N_c = 1,533.$$

Tính H_n theo biểu thức (2-20'):

$$H_n = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} = \frac{1,533}{0,797} \times \frac{2}{1,8} \approx 2,14 \text{ m.}$$

$$\text{Vậy } H_c = H - H_n = 10 \text{ m} - 2,14 \text{ m} = 7,86 \text{ m}$$

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng sau. (bảng 2-5)

Bảng 2-5

Thứ tự mặt trượt	$w_i = F_i^1 \cdot 1, \gamma (\text{T/m})$		$C_i = C_1 \cdot \overline{BC_i} (\text{T/m})$	
	$F = F_i^1 + F_i^2$	w_i	$\overline{BC_i} (\text{m})$	C_i
1	39,56	71,2	10	20
2	51,68	93,2	11,2	22,4
3	63,48	114	12,7	25,4
4	75,53	136	14,3	28,6
5	87,48	157,3	16	32
6	99,48	179	17,6	35,2
7	111,63	201	19,5	39

Chú thích:

F_i^1 - diện tích các tứ giác $AA' C_i C'_i$

$$F_i^1 = \frac{1}{2} y H_n + H_n X_i = H_n \left(\frac{1}{2} y + X_i \right); \quad y = H_n \operatorname{tg} \alpha$$

F_i^2 - diện tích các tam giác $A' B C_i$.

$$\overline{A' B} = \frac{H_c}{\cos \alpha} = \frac{7,86}{0,949} = 8,28 m.$$

Từ kết quả vẽ đa giác lực, xác định được:

$$E_{\max} = E_c^q = 44,4 \text{ T/m}.$$

Xem hình 2-9.

β - Phương pháp giải tích.

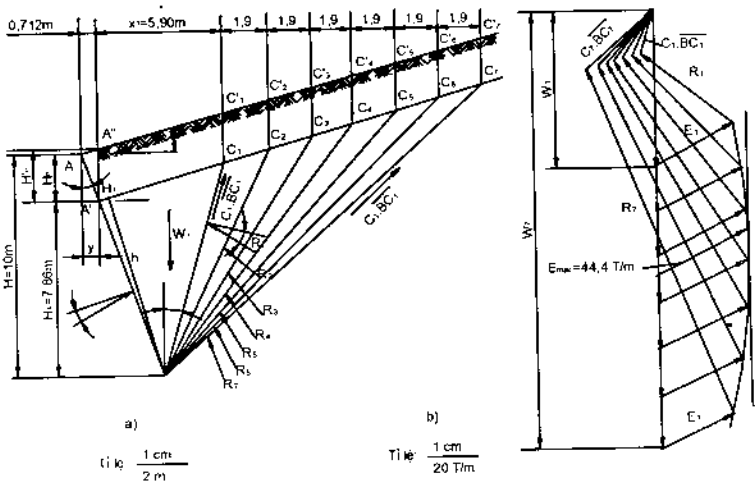
$$\text{Tính } \frac{C_1}{\gamma(H_c + 2H_n)} = \frac{2}{1,8(7,86 + 2 \times 2,14)} = 0,091$$

Từ bảng biểu phụ lục II, sau khi nội suy, sẽ có:

$$\theta_c = 35^\circ 35'; \quad M_c = 0,801; \quad N_c = 1,557.$$

Theo biểu thức (2-28), tính ra $E_{\max} = E_c^q$

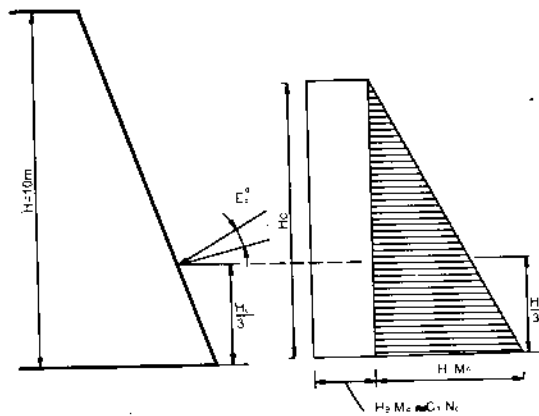
$$E_{\max} = E_c^q = \frac{1}{2} \times 1,8 \times 7,86^2 \times 0,801 \left[1 + \frac{2 \times 2,14}{7,86} \right] - 2 \times 7,86 \times 1,557 = 69 - 24,5 = 44,5 \text{ T/m}.$$



Hình 2-9

Phương pháp đồ giải xác định E_{\max} .

Hình 2-10 Cho biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất.



Hình 2-10
Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất

Tóm tắt các kết quả tính toán trong bảng sau:

Bảng 2-6

Trường hợp tính toán	Không xét ảnh hưởng nứt nẻ					Xét ảnh hưởng nứt nẻ			
	Đồ giải		Giải tích			Đồ giải		Giải tích	
	θ_c°	E_{max} (T/m)	θ_c°	E_{max} (T/m)	E_c (T/m)	θ_c°	E_c^q (T/m)	θ_c°	E_c^q (T/m)
$C_1 \neq 0$ $C_2 = 0,5 C_1$	$36^\circ 30'$	38,5	36	38,5	42,31	40°	42,5	$39^\circ 35'$	42,4
$C_1 \neq 0$ $C_2 = 0$	$34^\circ 30'$	41,1	$34^\circ 45'$	41,04	44,33	36°	44,4	$35^\circ 35'$	44,5

Từ những kết quả tính toán trên, có thể nêu một số nhận xét sau:

1. Kết quả xác định E_{max} và E_c^q theo hai phương pháp giải tích và đồ giải hoàn toàn nhất trí;
2. Ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng tại lưng tường làm giảm giá trị áp lực đất lên tường rõ rệt;
3. Giá trị áp lực đất chủ động tác dụng lên tường khi có xét tới ảnh hưởng của sự nứt nẻ trên mặt đất đắp chính bằng giá trị áp lực chủ động E_c khi không xét tới ảnh hưởng của nứt nẻ.

Chú ý.

Theo số liệu nêu trong ví dụ 2-1, thử xác định góc nghiêng mặt đất đắp giới hạn (β_{gh}^d) và góc trượt nguy hiểm nhất giới hạn tương ứng (θ_c^{gh}).

Cho các giá trị góc β từ $15^\circ \div 35^\circ$, sau dùng các biểu thức (2-11) và (2-11') để tính góc trượt nguy hiểm nhất ứng với hai trường hợp $C_2 = 0,5 C_1$ và $C_2 = 0$.

Kết quả tính toán tóm tắt trong các bảng 2-7 và 2-8.

Trường hợp $C_2 = 0,5 C_1$

Bảng 2-7

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

$\beta^\circ \backslash \theta_c^\circ$	15	20	25	30	32	35
-M	0,774	0,7558	0,733	0,704	0,690	0,668
M ²	0,600	0,5712	0,540	0,505	0,476	0,447
2N	- 0,186	- 0,004	+ 0,180	0,366	0,437	0,547
- 4N	0,372	0,008	- 0,360	- 0,732	- 0,875	- 1,094
L	0,606	0,606	0,588	0,566	0,554	0,454
Δ	0,83	0,5760	0,328	0,090	≈ 0	<0
$\sqrt{\Delta}$	0,911	0,7589	0,573	0,30	≈ 0	vô nghĩa
tg θ_c	0,737	0,775	0,89	1,11	1,58	- -
θ_c	36°25'	37°47'	41°40'	48°	57°40'	- -
<p>Chú thích : $M = \left[Q_c - \frac{C_1}{\gamma H} (S_c + \lambda . V_c) \right]$; $\Delta = M^2 - 4N.L$</p> <p>$N = \left[P_c - \frac{C_1}{\gamma H} (T_c - \lambda U_c) \right]$; $tg\theta_c = \frac{-M - \sqrt{\Delta}}{2N}$</p> <p>$L = \left[R_c + \frac{C_1}{\gamma H} (T_c + \lambda W_c) \right]$;</p>						

Trường hợp $C_2 = 0$

Bảng 2-8

$\beta^\circ \backslash \theta_c^\circ$	15	20	25	30	32	35
- M	0,7220	0,6888	0,6530	0,6120	0,5940	0,5660
M ²	0,5213	0,4747	0,4264	0,3745	0,3528	0,3204
2N	- 0,2000	- 0,0284	0,1420	0,3120	0,3774	0,4760
- 4N	- 0,4000	0,0568	- 0,2840	- 0,6240	- 0,7548	- 0,9520
L	0,5210	0,5142	0,5020	0,486	0,4788	0,4680
Δ	0,7303	0,5039	0,2834	0,0700	≈ 0	< 0
$\sqrt{\Delta}$	0,8540	0,7099	0,5324	0,2646	0	vô nghĩa
tg θ_c	0,6600	0,7450	0,8500	1,1100	1,575	-
θ°	33°30'	36°40'		40°20'	$\approx 57^\circ 35'$	-
<p>Chú thích:</p> <p>$M = Q_c - \frac{C_1}{\gamma H} . S_c$; $\Delta = M^2 - 4NL$</p> <p>$N = P_c - \frac{C_1}{\gamma H} . T_c$; $tg\theta_c = \frac{-M - \sqrt{\Delta}}{2N}$</p> <p>$L = R_c + \frac{C_1}{\gamma H} . T_c$;</p>						

Theo kết quả tính toán nêu trong hai bảng trên có thể thấy rằng: ứng với $\beta = 32^\circ$, số hạng trong căn thức của các biểu thức (2-11) (2-11') đều sắp xỉ bằng không, đồng thời khi đó tính ra $\theta_c \approx 58^\circ$ ứng với cả hai trường hợp.

Nếu $\beta > 32^\circ$, số hạng trong căn thức là âm, nên vô nghĩa.

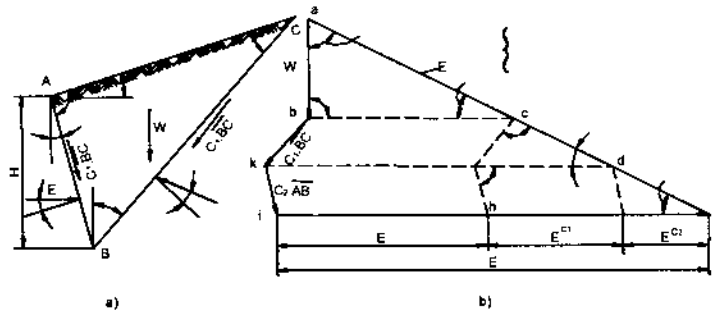
Vậy trong hai trường hợp này $\beta_{gh}^d \approx 32^\circ$ và $\theta_{gh}^d \approx 58^\circ$, kết quả đó hoàn toàn phù hợp với biểu thức (2-25) $\left(\theta_c^{gh} = \frac{\pi}{2} - \beta_{gh}^d \right)$ đã nêu ở trên.

Từ kết quả nêu trên có thể rút ra trình tự tính toán áp lực đất dính trong trường hợp góc $\beta > \beta_{gh}^d$ như sau:

Đầu tiên xác định giá trị góc nghiêng giới hạn (β_{gh}^d) theo phương pháp tính thử đúng dần; sẽ có hai khả năng xảy ra.

- $\beta \leq \beta_{gh}^d$ - Tiếp tục tính E_c theo các biểu thức tương ứng đã nêu như thường lệ;
- $\beta > \beta_{gh}^d$ - Có thể xem khối đất bên trên mặt nghiêng giới hạn (ứng với $\beta = \beta_{gh}^d$) như một tải trọng phân bố đều, thẳng đứng liên tục rồi tiếp tục tính toán như mục d sau này sẽ giới thiệu.
- Tính toán áp lực bị động có ép trời của đất.

Hình 2-11 biểu thị sơ đồ tính toán và đa giác các lực tác dụng lên lăng thể trượt (khối đất) ABC. Vì lăng thể trượt cân bằng tĩnh nên đa giác các lực tác dụng lên nó khép kín.



Hình 2-11

Sơ đồ tính toán và đa giác lực

Từ hình 2-11b có thể viết biểu thức của lực chống E của đất tác dụng lên tường như sau:

$$E = E^T + E^{c1} + E^{c2}; \quad (2-29)$$

Trong đó

E^T - giá trị lực chống của đất lên tường khi bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị C_1, C_2 ;

E^{c1}, E^{c2} - giá trị lực chống của đất tăng lên do ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng trên mặt trượt BC và trên lưng tường AB.

Các biểu thức của E^T, E^{c1}, E^{c2} , được lập từ hệ thức lượng trong các tam giác abc, cdh', deg, kết quả như sau: [23].

$$E^T = \frac{1}{2} \gamma H^2 M; \quad (2-30)$$

$$E^{c1} = C_1 H N_1; \quad (2-31)$$

$$E^2 = C_2 \cdot H \cdot H_2; \quad (2-32)$$

Trong đó:

$$M = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{\sin(\theta + \alpha) \cdot \cos(\theta - \varphi)}{\sin(\theta + \theta_3) \cdot \cos(\theta + \beta)}; \quad (2-33)$$

$$N_1 = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{\sin(\theta + \theta_3) \cos(\theta + \beta)}; \quad (2-34)$$

$$N_2 = \frac{1}{\cos \alpha} \cdot \frac{\cos(\theta + \theta_4)}{\sin(\theta + \theta_3)}; \quad (2-35)$$

với $\theta_3 = \alpha - \varphi - \delta$; $\theta_4 = \alpha - \varphi$.

Lấy đạo hàm của E theo góc trượt θ biểu thức (2-29) rồi cho bằng không, từ đó rút ra;

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \theta_b = & \frac{-\left[Q_b + \frac{C}{\gamma H} (S_b + \lambda \cdot V_b)\right]}{2\left[P_b + \frac{C}{\gamma H} (T_b - \lambda \cdot U_b)\right]} + \\ & \frac{\sqrt{\left[Q_b + \frac{C}{\gamma H} (S_b + \lambda \cdot V_b)\right]^2 - 4\left[P_b + \frac{C}{\gamma H} (T_b - \lambda \cdot U_b)\right]\left[R_b - \frac{C}{\gamma H} (T_b + \lambda \cdot W_b)\right]}}{2\left[P_b + \frac{C}{\gamma H} (T_b - \lambda \cdot U_b)\right]}. \end{aligned} \quad (2-36)$$

Trong đó:

$$V_b = \frac{4 \cos \alpha \cdot \cos \delta \sin \beta \cdot \cos \beta}{\cos(\alpha - \beta)}; \quad (2-12)$$

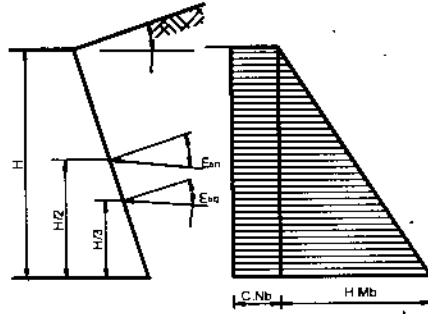
$$U_b = \frac{2 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \sin^2 \beta}{\cos(\alpha - \beta)}; \quad (2-13)$$

$$W_b = \frac{2 \cos \alpha \cdot \cos \delta \cdot \cos^2 \beta}{\cos(\alpha - \beta)}; \quad (2-14)$$

$$\lambda = \frac{C_2}{C_1} = \frac{C_2}{C} \rightarrow C_2 = \lambda \cdot C; \quad (2-15)$$

P_b, Q_b, R_b, S_b, T_b vẫn tính theo các biểu thức (8), (9), (10), (11), (12), [24].

Vậy lực chống nhỏ nhất E_{\min} có được bằng cách thay θ_b tính theo biểu thức (2-36) vào các biểu thức (2-30), (2-31), (2-32), (2-33), (2-34), (2-35);



Hình 2-12

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực bị động của đất

$$E_{\min} = E_{br} = \frac{1}{2} \gamma H^2 . M_b + CH . N_b ; \quad (2-37)$$

Trong đó :

$$M_b = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^3 \alpha} \cdot \frac{\sin(\theta_b + \alpha) \cos(\theta_b - \varphi)}{\sin(\theta_b + \theta_3) \cos(\theta_b + \beta)} ; \quad (2-38)$$

$$N_b = \frac{\cos(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{\sin(\theta_b + \theta_3) \cos(\theta_b + \beta)} + \frac{\lambda}{\cos \alpha} \cdot \frac{\cos(\theta_b + \theta_4)}{\sin(\theta_b + \theta_3)} ; \quad (2-39)$$

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực bị động có ép trời, điểm đặt và phương tác dụng của nó nêu trên hình 2-12.

Chú ý 1:1. Trường hợp bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng tại lưng tường ($C_c = 0$), thì:

$$\operatorname{tg} \theta_b = \frac{-\left[Q_b + \frac{C}{\gamma H} S_b\right] + \sqrt{\left[Q_b + \frac{C}{\gamma H} S_b\right]^2 - 4\left[P_b + \frac{C}{\gamma H} T_b\right]\left[R_b - \frac{C}{\gamma H} T_b\right]}}{2\left[P_b + \frac{C}{\gamma H} T_b\right]} ; \quad (2-36')$$

$$E_{\min} = E_{br} = \frac{1}{2} \gamma H^2 M_b + CH . N_b ; \quad (2-37')$$

$$M_b = \frac{\cos s(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \cdot \frac{\sin(\theta_b + \alpha) \cos(\theta_b - \varphi)}{\sin(\theta_b + \theta_3) \cos(\theta_b + \beta)} ; \quad (2-38')$$

$$N_b = \frac{\cos s(\alpha - \beta) \cos \varphi}{\cos \alpha} \cdot \frac{1}{\sin(\theta_b - \theta_3) \cos(\theta_b + \beta)} ; \quad (2-39')$$

Các giá trị θ_b , M_b , N_b được tính sẵn trong các bảng tính, phụ lục III.

2. Trường hợp đất rời ($C_1 = C_2 = 0$) thì

$$E_{br} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda_{br} ; \quad (2-37'')$$

Trong đó:

$$\lambda_{bt} = \left\{ \frac{\sin(\eta + \varphi)}{\sin \eta \left[\sqrt{\sin(\eta - \delta)} - \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \beta) \cdot \sin(\varphi + \delta)}{\sin(\eta + \beta)}} \right]} \right\}^2 \quad (2-38'')$$

Chú ý 2.1. Trường hợp $\delta - \beta = 0$ và $\alpha \neq 0$:

Nếu $\delta \neq 0, \beta \neq 0$;

$$\lambda_{bt} = \frac{\cos(\alpha - \beta)}{\cos^2 \alpha} \times \frac{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2} \right)}{\cos^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi - \alpha}{2} + \beta \right)}; \quad (2-38''')$$

Nếu

$$\delta = \beta = 0; \lambda_{bt} = \frac{1}{\cos \alpha} \times \frac{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi + \alpha}{2} \right)}{\cos^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi - \alpha}{2} \right)}; \quad (2-38''')$$

2. Trường hợp $\delta = \beta = \alpha = 0$;

$$\lambda_{bt} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right); \quad (2-38''')$$

Ví dụ 2-2

Cho số liệu về tường chắn và đất đắp như trong ví dụ 2-1.

Hãy xác định giá trị áp lực bị động của đất theo phương pháp đồ giải và giải tích ứng với các trường hợp; $C_2 = 0,5 C_1$ và $C_2 = 0$

GIẢI

1. Trường hợp $C_2 = 0,5 C_1$.

a) Phương pháp đồ giải.

α) Giả thiết 5 mặt trượt BC_1, \dots, BC_5 ứng với mỗi mặt trượt, có một lăng thể trượt.

Xác định các yếu tố cần thiết để tính toán.

- Trọng lượng các lăng thể đất ABC_i ; $W_i = \frac{1}{2} b_i h_i \cdot \gamma$;

- Tổng lực dính C_i tác dụng trên mặt trượt BC_i ;

$$C_i = c \cdot \overline{BC}_i;$$

- Phương các phản lực R_i (hình 2-13b);

- Tổng lực dính C tác dụng trên lưng tường AB là hằng số và có giá trị bằng $C = c \cdot \overline{AB}$.

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng 2-9.

Bảng 2-9

Thứ tự mặt trượt	$W_i = F_i \cdot 1 \cdot \gamma \text{ (T/m)}$		$C_i = c \cdot \overline{AB}_i \text{ (T/m)}$		$C = c \cdot \overline{AB} \text{ (T/m)}$
	$F_i = \frac{1}{2} b_i h \text{ (m}^2\text{)}$	W_i	$\overline{BC}_i \text{ (m)}$	C_i	
1	41,7	75	12,8	25,6	$\begin{cases} C_2 = 0,5C \rightarrow \\ C = 10,5 \\ C_2 = 0 \rightarrow C = 0. \end{cases}$
2	62,2	112	15,5	31,0	
3	83,3	150	18,6	37,2	
4	103,7	187	22,0	44,0	
5	124,5	224	25,6	51,2	

Chú thích: $\overline{AB} = \frac{H}{\cos \alpha} = \frac{10}{0,949} \approx 10,5m.$

$BH_1 = h = \overline{AB} \cdot \cos(\alpha - \beta) = 10,5 \cdot \cos 3^\circ 20' \approx 10,4m$

β - Ứng với mỗi lăng thể trượt, vẽ được một đa giác lực (hình 2-13c). Năm đa giác lực (hình 2-13c). Năm đa giác lực đó, xác định năm giá trị của lực chống E_i , từ đó xác định được $E_{\min} = E_b$.

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng 2-10.

Bảng 2-10

Trường hợp tính toán	Góc trượt θ_b		$E_b \text{ (T/m)}$	
	Giải tích	Đồ giải	Giải tích	Đồ giải
$C_2 = 0,5 C_1$	$42^\circ 23'$	43°	380,0	380,6
$C_2 = 0$	$42^\circ 31'$	42°	363,7	364,0

b) Phương pháp giải tích

α) Tính các hệ số cần thiết.

Thay các số liệu đã cho vào các biểu thức tương ứng đã nêu trên, tính ra kết quả như sau:

$p_b = 0,577; Q_b = 0,024; R_b = 0,500; S_b = 0,203$

$T_b = 1,770; V_b = 0,935; U_b = 0,125; W_b = 1,746.$

β) Thay các số liệu đã tìm được vào (2-36) tính ra:

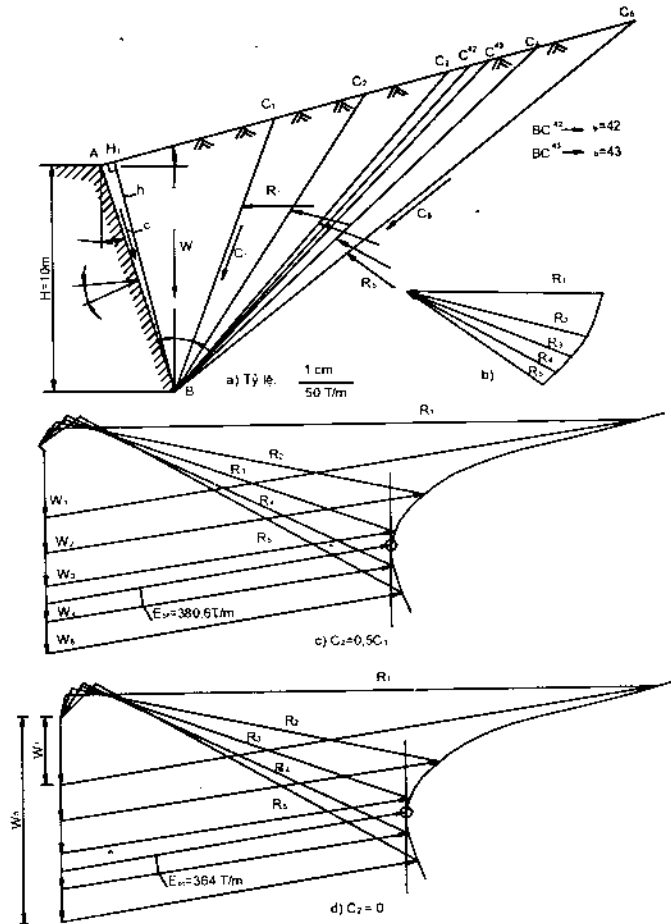
$\operatorname{tg} \theta_b = 0,9126 \rightarrow \theta_b = 42^\circ 23'$

Từ (2-38), (2-39), tính ra:

$M_b = 3,26;$

$N_b = 3,58 + 0,75 = 4,33;$

Vậy $E_b = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 3,26 + 2,0 \cdot 10 \cdot 4,33 = 293,4 + 86,6 = 380,0 \text{ T/m}.$



Hình 2-13

Phương pháp đồ giải xác định $E_{\min} = E_{bt}$

2. Trường hợp $C_2 = 0$

a) Phương pháp đồ giải.

Tiến hành tính toán tương tự trường hợp trên, ở đây chỉ khác ở chỗ đa giác lực chỉ gồm bốn lực (hình 2-13d)

Kết quả tính toán cuối cùng nêu trong bảng 2-10.

b) Phương pháp giải tích.

$$\text{Tính } \frac{C_1}{\gamma H} = \frac{2}{1,8 \times 10} = 0,111.$$

Từ các số liệu đã cho, ứng với $\frac{C_1}{\gamma H} = 0,111$.

theo bảng biểu phụ lục III, tra ra:

$$\theta_b \approx 42^\circ 31'; M_b \approx 3,242; N_b \approx 3,581$$

Từ biểu thức (2-37'), tính ra:

$$E_{bt} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 3,242 + 2 \cdot 10 \cdot 3,581 = 292 + 71,7 = 363,7 \text{ T/m}.$$

d) Tính toán áp lực chủ động và bị động có ép trời của đất trong một số trường hợp đặc biệt.

α - Trường hợp trên mặt đất đắp có tải trọng phân bố đều thẳng đứng liên tục.

Tải trọng phân bố đều thẳng đứng liên tục trên mặt đất đắp có tác dụng làm tăng giá trị áp lực chủ động và áp lực bị động có ép trời của đất lên tường.

- Trường hợp đất đắp là đất rời, tải trọng phân bố đều thẳng đứng liên tục không có ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt [40]. Trong trường hợp này, giá trị áp lực chủ động và áp lực bị động có ép trời của đất được tính theo các biểu thức sau.

Đối với áp lực chủ động:

$$E_c^q = E_c \left[1 + \frac{2Hq}{H} \right] \quad (2-40)$$

Đối với áp lực bị động có ép trời:

$$E_{bt}^q = E_{bt} \left[1 + \frac{2Hq}{H} \right] \quad (2-41)$$

trong đó: E_c, E_{bt} – lần lượt được tính theo các biểu thức (2-21'') và (2-37'');

$$Hq = \frac{q}{\gamma(1 + \tan\alpha \cdot \tan\beta)}; \quad (2-42a)$$

Với q – Tải trọng phân bố đều thẳng đứng trên mặt đất đắp;

- Trường hợp đất đắp là đất dính, tải trọng phân bố đều thẳng đứng liên tục có ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt [43]. Trường hợp này, giá trị góc trượt θ_c vẫn được tính theo biểu thức (2-11) (khi $C_2 \neq 0$) hoặc (2-11') (khi $C_2 = 0$), nhưng phải thay thế $\frac{C}{\gamma H}$ trong đó bởi $\frac{C}{\gamma H_b}$

$$\text{với: } H_b = H + 2Hq; \quad (2-42b)$$

Trong đó H_q vẫn tính theo biểu thức (2-42a)

Tùy theo quan hệ về giá trị giữa H_q và $\frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma}$ biểu thức tính áp lực chủ động có các dạng khác nhau.

$$\text{Khi } H_q = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} \quad (\text{Hình 2-14a})$$

$$E_c^q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \cdot M_c; \quad (2-43)$$

$$\text{khi } H_q > \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} \quad (\text{Hình 2-14b})$$

$$E_c^q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[1 + \frac{2H_q}{H} \right] M_c - CH \cdot N_c; \quad (2-44)$$

$$\text{Khi } H_q < \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} \quad (\text{Hình 2-14c})$$

$$E_c^q = \frac{1}{2} \left[\gamma (H + H_q) M_c - C \cdot N_c \right] [H - H_q] \quad (2-45a)$$

trong đó $H_n^q = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} - H'$ (Hình 2-45b)

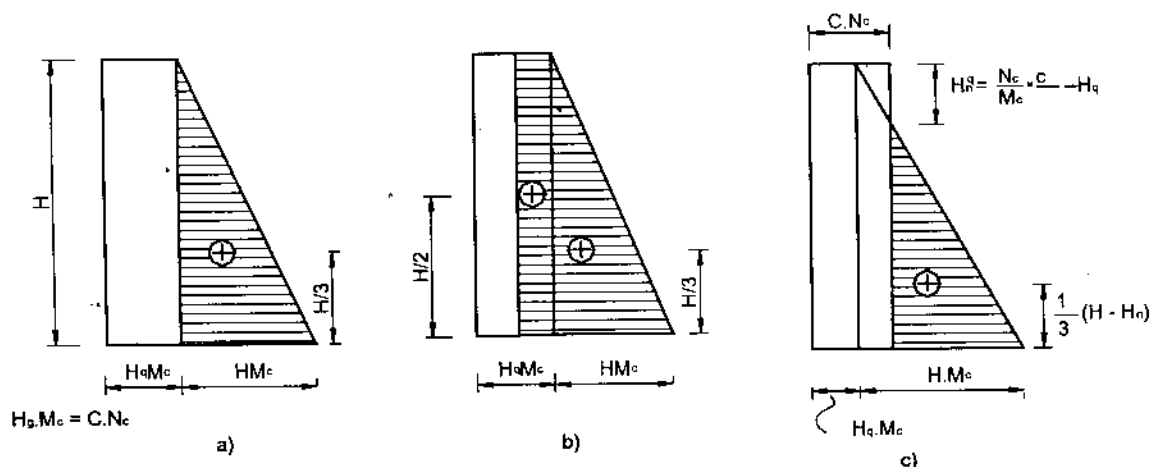
Trong đó M_c , N_c lần lượt được tính theo các biểu thức (2-17), (2-17'), (2-18), (2-18')

Hình 2-14 cho biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất ứng với ba trường hợp trên. Giá trị áp lực bị động có ép trôi của đất trong trường hợp này được tính theo biểu thức sau:

$$E_{bt}^q = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left[1 + \frac{2H_q}{H} \right] M_b + CH \cdot N_b; \quad (2-46)$$

trong đó M_b , N_b lần lượt được tính theo các biểu thức (2-38) (2-38'), (2-39), (2-39') với góc trượt θ_b trong đó được tính theo biểu thức (2-36) hoặc (2-36') với điều kiện thay

$\frac{C}{\gamma H}$ bằng $\frac{C}{\gamma H_b}$ (H_b tính theo biểu thức 2-42b).



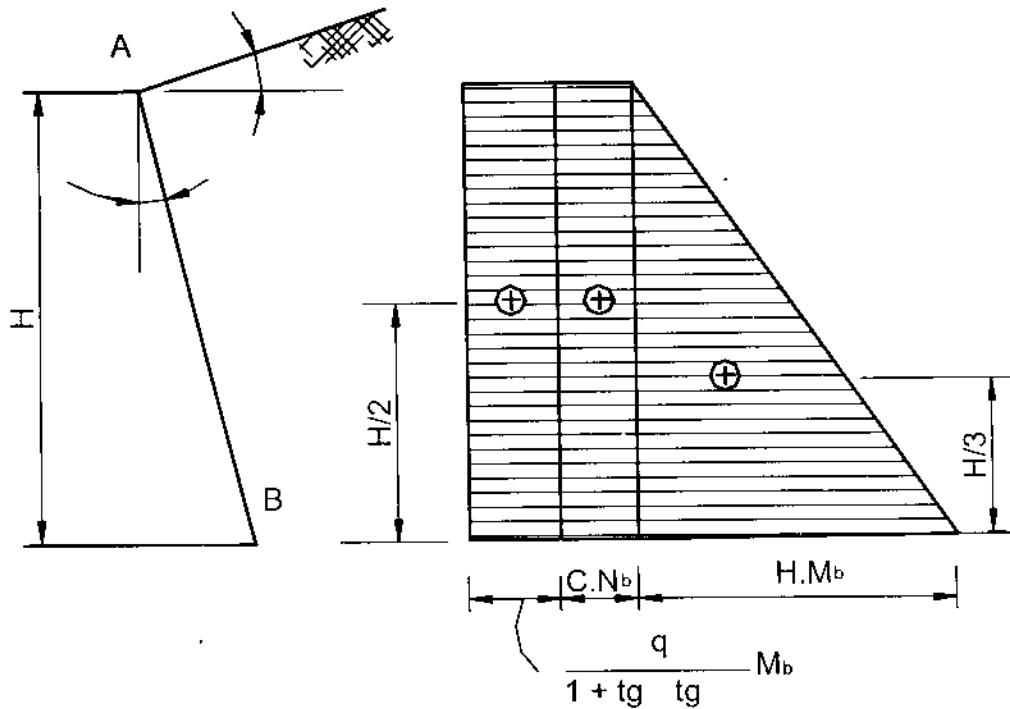
Hình 2-14

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất

Hình 2-15 cho biểu thức phân bố giá trị cường độ áp lực bị động của đất trong trường hợp này.

Chú ý.

1. Trường hợp tải trọng phân bố đều q đủ nhỏ, sao cho giá trị θ_c tính theo $\frac{C}{\gamma H_b}$ sai kém trong phạm vi 1 độ so với giá trị θ_c tính theo $\frac{C}{\gamma H}$, có thể xem như tải trọng q không ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất.



Hình 2-15

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực bị động của đất

2. Nếu trên mặt đất đắp có tải trọng phân bố đều thẳng đứng cục bộ, có thể giải quyết gần đúng (xem ví dụ 2-3).

Ví dụ 2-3. Cho một tường chắn cao 8m, góc dốc lưng tường $\alpha = 11^{\circ}20'$ ($\operatorname{tg} \alpha = 0,200$). Đất đắp có góc ma sát trong $\varphi = 15^{\circ}$, lực dính đơn vị $C = 1,5 \text{ T/m}^2$, trọng lượng đơn vị $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$ và góc nghiêng mặt đất đắp $\beta = 15^{\circ}$. Cho góc ma sát giữa đất với tường $\delta = \frac{\varphi}{2}$.

Trên mặt đất đắp có tải trọng phân bố đều thẳng đứng cục bộ $q = 5 \text{ T/m}^2$ (Hình 2-16).

Hãy vẽ biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất lên tường và tính giá trị áp lực chủ động của đất trong trường hợp bỏ qua ảnh hưởng của lực dính đơn vị tác dụng tại lưng tường.

GIẢI

$$\text{Tính } Hq = \frac{5}{1,8(1 + 0,20 \cdot 0,27)} = 2,64 \text{ m};$$

$$H_b = 8 + 2 \cdot 2,64 = 13,28 \text{ m};$$

$$\frac{C}{\gamma H_b} = \frac{1,5}{1,8 \cdot 13,28} = 0,0625$$

Từ bảng biểu phụ lục II, tra ra:

$$\theta_c = 46^{\circ}; M_c = 0,892; N_c = 2,07.$$

$$\text{Vậy } \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} = \frac{2,070}{0,892} \cdot \frac{1,5}{1,8} = 1,935 \text{ m}.$$

Trong trường hợp này $H_q > \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma}$, và biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất có dạng như hình 2-14_b.

Xác định H_1, H_2 (hình 2-16).

$$H_1 = \overline{AA'} \cdot \cos \alpha;$$

$$H_2 = \overline{B'B''} \cdot \cos \alpha;$$

$\overline{AA'}, \overline{B'B''}$ được xác định từ hệ thức lượng trong các tam giác $AA'C$ và $C''B''C$.

$$\frac{\overline{AA'}}{\overline{AC'}} = \frac{\sin[90^\circ - (\theta_c + \beta)]}{\sin(\theta_c + \alpha)} = \frac{\cos(\theta_c + \beta)}{\sin(\theta_c + \alpha)}$$

$$\rightarrow \overline{AA'} = \overline{AC'} \cdot \frac{\cos(\theta_c + \beta)}{\sin(\theta_c + \alpha)}$$

$$\overline{AA'} = \frac{2}{\cos \beta} \cdot \frac{\cos 61^\circ}{\sin 37^\circ 20'} = \frac{2 \cdot 0,4848}{0,9659 \cdot 0,8418} = 1,19m;$$

Tương tự như trên, tính ra $\overline{B'B''} = 1,80m$;

$$\text{Vậy } H_1 = 1,19m \cdot 0,9805 = 1,17m$$

$$H_2 = 1,80m \cdot 0,9805 = 1,76m.$$

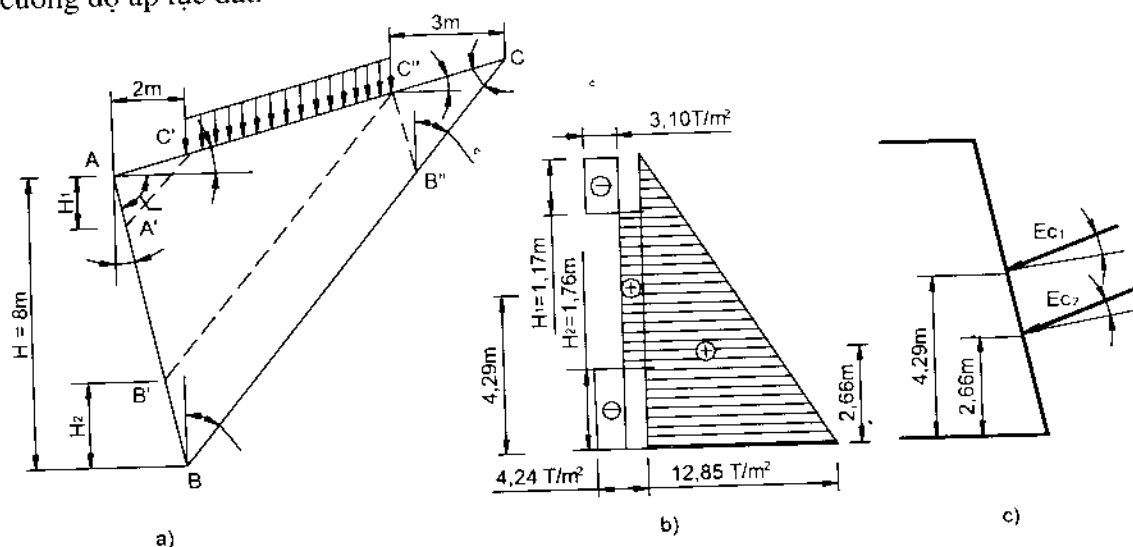
Giá trị áp lực chủ động của đất lấy bằng diện tích phần biểu đồ có gạch ngang, hay;

$$E_{c1} = (4,24 - 3,10)[8 - (1,17 + 1,76)] = 5,78 \text{ T/m};$$

$$E_{c2} = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 8^2 \cdot 0,892 = 51,30 \text{ T/m}.$$

Phân áp lực âm do lực dính đơn vị gây ra trong phạm vi chiều cao H_1, H_2 của tường bỏ qua không kể đến.

Hình 2-16_{b,c} cho biết phương, điểm đặt của các áp lực đất E_{c1}, E_{c2} đó và biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất.



Hình 2-16

Sơ đồ tính toán, biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất, phương và điểm đặt của nó.

β - Trường hợp lưng tường gãy và đất đắp gồm nhiều lớp khác nhau.

Tính riêng áp lực đất cho từng đoạn tường có cùng góc dốc lưng tường hoặc cùng đặc trưng cơ lý của đất đắp.

Tổng áp lực đất tác dụng lên tường lấy bằng tổng hình học của các áp lực đất tác dụng lên mỗi đoạn riêng biệt.

Ví dụ 2-4.

Cho một tường chắn và các đặc trưng cơ lý của đất đắp nêu trên hình 2-17.

Hãy vẽ biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất lên tường và tính tổng áp lực chủ động của đất.

GIẢI:

1. Tính áp lực đất trên đoạn lưng tường AB.

$$\frac{C_1}{\gamma_1 H_1} = \frac{0,2}{2,3} = 0,033;$$

Từ bảng biểu phụ lục II, tra ra:

$$M_c = 0,543, N_c = 1,426$$

Tính H_n theo biểu thức (2-20');:

$$H_n = \frac{1,426}{0,543} \cdot \frac{0,2}{2} = 0,26m;$$

Tính P_c theo biểu thức (2-22');:

$$P_c = \frac{1}{2} \cdot \frac{1,426^2}{0,54} = 1,88;$$

Tính E_{c1} theo biểu thức (2-21');:

$$E_{c1} = \frac{1}{2} \cdot 2,3^2 \cdot 0,543 - 0,2 \cdot 3 \cdot 1,426 + \frac{0,2^2}{2} \cdot 1,88 = 4,9 - 0,855 + 0,037 = 4,082 \text{ T/m};$$

2. Tính áp lực đất trên đoạn lưng tường BC với $\text{tg}\alpha = 0,333$. Xem lớp đất trên như một tải trọng phân bố đều q , có $H_q = 3m$, do đó: $H_b = 3 + 2,3 = 9m$.

$$\text{Vậy } \frac{C}{\gamma H_b} = \frac{0,2}{2,9} = 0,011.$$

Từ bảng biểu phụ lục II, tra ra:

$$M_c = 0,685, N_c = 1,210$$

$$\frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} = \frac{1,210}{0,685} \cdot \frac{0,2}{2} = 0,176m < H_q.$$

và giá trị áp lực chủ động E_{c2} trong đoạn tường này:

$$E_{c2} = \frac{1}{2} \cdot 2,3^2 \left(1 + \frac{2,3}{3} \right) 0,685 - 0,2 \cdot 3 \cdot 1,21 = 18,50 - 0,725 = 17,78 \text{ T/m};$$

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất có dạng hình thang (hình 2-17).

3. Tính áp lực đất trên đoạn lưng tường CD với $\operatorname{tg}\alpha = 0,333$. Xem cả lớp đất trên như một tải trọng phân bố đều $q = \gamma_1 (H_1 + H_2) = 2.6 = 12 \text{ T/m}^2$, vậy

$$H_q = \frac{q}{\gamma^2} = \frac{12}{1} = 12m, \text{ do đó } H_p = 4 + 2 \cdot 12 = 28m.$$

Trường hợp này, có thể xem $\frac{C}{\gamma H_p} \approx 0$, do đó lực dính đơn vị xem như không có ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất. Vậy từ bảng ở phụ lục II, có thể tra ra

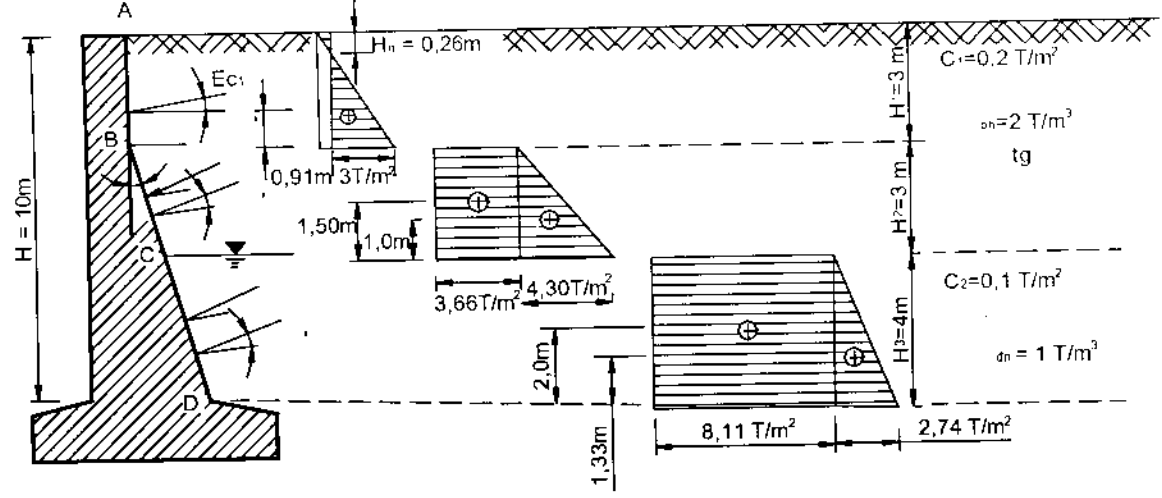
$$\theta_c \approx 35^\circ, M_c = 0,685, N_c = 1,210$$

vậy $\frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} = \frac{1,210}{0,685} \cdot \frac{0,1}{1} = 0,176m < H_q$.

Giá trị áp lực chủ động E_{c3} trong đoạn tường này bằng:

$$E_{c3} = \frac{1}{2} \cdot 1,4^2 \left(1 + \frac{2 \cdot 12}{4} \right) 0,685 - 0,1 \cdot 4 \cdot 1,21 = 38,40 - 0,485 = 37,915 \text{ T/m};$$

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất nêu trên hình 2-17.



Hình 2-17

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất

γ - Trường hợp lưng tường soãi (hình 2-18)

Trường hợp đất đắp là đất rời, mặt đất nằm ngang, để xác định giá trị áp lực chủ động của đất khi lưng tường soãi, có thể dùng phương pháp gần đúng do giáo sư G.A.ĐUBROVA đề nghị [25].

Tường chắn được gọi là soãi khi góc dốc lưng tường α thoả mãn điều kiện sau:

$$\alpha \geq \alpha_{gh}; \tag{2-46_a}$$

trong đó:

$$\alpha_{gh} = \arctg \left[\frac{1 - \lambda_c}{2tg\delta} \pm \sqrt{\left(\frac{1 - \lambda_c}{2tg\delta} \right)^2 - \lambda} \right]; \quad (2-46_b)$$

$$\lambda_c = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (2-46_c)$$

Giá trị của α_{gh} được tính sẵn ứng với $\delta = \frac{\varphi}{2}$ (Bảng 2-11)

Giá trị hệ số λ_c và góc α_{gh} .

Bảng 2-11

φ''	λ_c	α_{gh}
10	0,70	72°50'
15	0,59	71°
20	0,49	69°50'
25	0,405	68°20'
30	0,333	67°
35	0,270	65°20'
40	0,217	63°

Ví dụ 2-5

Cho một tường chắn cao $H = 10\text{m}$, góc dốc lưng tường $\alpha = 70^\circ$, đất đắp là cát có $\varphi = 25^\circ$, $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$.
Hãy xác định giá trị áp lực chủ động của đất lên tường chắn đó.

GIẢI

1. Kiểm tra điều kiện tường soãi.

Nếu cho $\delta = \frac{\varphi}{2}$, từ bảng 2-11, ứng với $\varphi = 25^\circ$ tra ra:

$\lambda_c = 0,405$ và $\alpha_{gh} = 68^\circ 20'$.

Vậy $\alpha = 70^\circ > \alpha_{gh} \rightarrow$ tường soãi.

2. Xác định giá trị áp lực chủ động của đất.

a) Cách tính gần đúng. Coi lưng tường là thẳng đứng BC, trên đó có thành phần nằm ngang của áp lực chủ động E_{cn} tác dụng:

$$E_{cn} = \frac{1}{2} \gamma H^2 \lambda_c = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 10^2 \cdot 0,405 = 36,5 \text{ T/m};$$

Thành phần đứng của áp lực chủ động E_{cd} lấy bằng trọng lượng của lăng thể đất nằm trong phạm vi lưng tường soãi và BC:

$$E_{cd} = \frac{H^2}{2} \cdot tg\alpha \cdot \gamma \cdot 1 = \frac{10^2}{2} \cdot tg70^\circ \cdot 1,8 = 248 \text{ T/m};$$

b) Cách tính thứ hai, xác định vị trí mặt phẳng trên đó áp lực chủ động của đất tác dụng, có phương làm với pháp tuyến mặt đó một góc $\delta = \varphi$.

Để xác định giá trị áp lực chủ động của đất, giả thiết một số mặt trượt thứ hai làm với BC những góc θ , khác nhau. ứng với mỗi mặt trượt đó, xác định giá trị thành phần nằm ngang E_{cn} và thẳng đứng E_{cd} của áp lực đất.

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng 2-12.

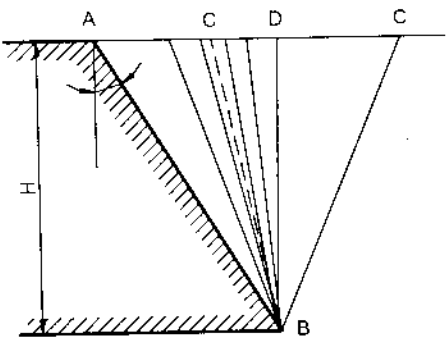
Bảng 2-12

θ°	Áp lực chủ động (T/m)		Trọng lượng lăng thể đất trên lưng tường (T/m)	$E_{cd} + w$ (T/m)
	E_{ca}	E_{cd}		
15	33,8	28,4	228,9	252,5
20	35	35	215,3	250,3
30	36,1	51,6	196,2	247,8
40	35,8	76,7	172,5	249,2
45	33,9	93	158	251

Từ bảng 2-12 thấy rằng $\theta = 30^\circ$ tương ứng với điều kiện làm việc bất lợi nhất của tường, vậy chọn ở đó trị số áp lực đất tính toán.

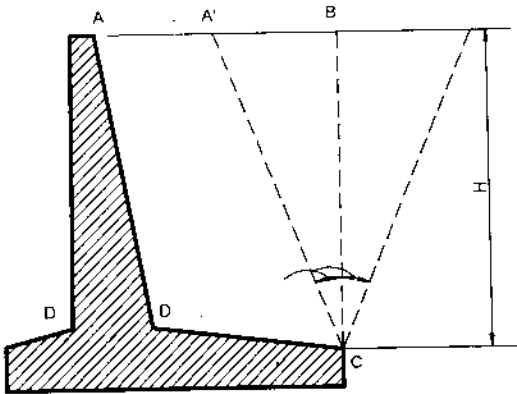
$E_{ca} = 36,1 \text{ T/m};$

$E_{cd} = 51,6 \text{ T/m}.$

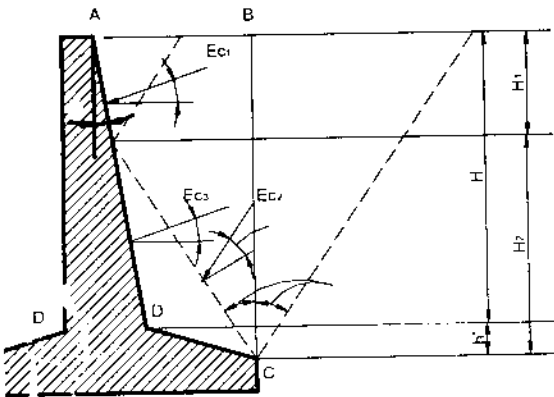


Hình 2 – 18

Sơ đồ tính toán áp lực đất rời lên lưng tường soãi



Hình 2-19a



Hình 2-19b

Sơ đồ tính toán áp lực đất chủ động lên tường chắn bản góc

δ - Trường hợp tường bản góc.

Khi tính toán áp lực chủ động của đất rời lên tường chắn bản góc (kể từ phía trên đỉnh móng tường), có thể phân làm hai trường hợp:

- Trong khối đất đắp sau tường hình thành lăng thể trượt đối xứng (hình 2-19a);

- Trong khối đất đắp sau tường hình thành lăng thể trượt không đối xứng (hình 2-19b) do bản đáy tường ngắn.

Trong trường hợp đầu, có thể coi lưng tường là A'C với góc $\delta = \varphi$ và khối đất trong phạm vi AA'CD được coi như một phần trọng lượng của bản thân tường; để tính toán gần đúng, cũng có thể coi lưng tường là BC (tức $\alpha = 0$) với góc $\delta = 0$, và khối đất trong phạm vi ABCD được coi như một phần trọng lượng của bản thân tường.

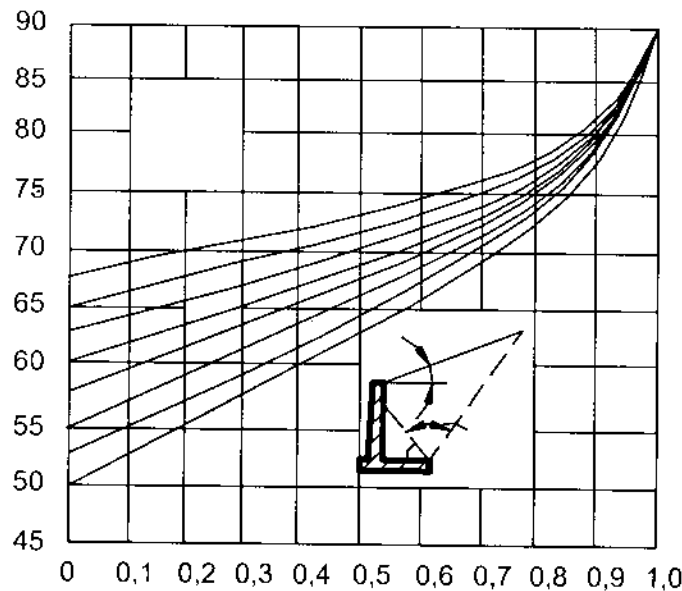
Để tính toán momen uốn tại mặt cắt D-D, có thể tính áp lực đất chủ động lên đoạn tường AD, theo công thức (2-21''), khi đó lấy $\delta = \frac{\varphi}{2}$.

Trong trường hợp sau, chia tường làm hai đoạn để tính. Đoạn trên, lưng tường AA' chịu tác dụng

của áp lực chủ động E_{c1} với $\delta = \frac{\varphi}{2}$, $\beta = 0$ và α là góc nghiêng của lưng tường; điểm đặt của E_{c1} cách C một đoạn bằng $\left(H^2 + \frac{H_1}{3}\right)$. Đoạn dưới, coi A'C như lưng tường trên đó có E_{c2} tác dụng với $\delta = \varphi$, $\beta = 0$ và $\alpha = 45^\circ - \frac{\varphi}{2}$. (hình 2-19b). Để tính E_{c2} , coi lớp đất phía trên có chiều dày H_1 như một tải trọng phân bố đều thẳng đứng $q = \gamma H_1$. Lãng thể đất trong phạm vi A'CD được coi như một phần của trọng lượng bản thân tường; điểm đặt của E_{c2} cách C một đoạn bằng $\frac{H_2(H_2 + 3H_1)}{3(H_2 + 2H_1)} \cdot \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$.

Để tính toán momen uốn tại mặt cắt D-D, có thể tính áp lực đất E_{c3} tác dụng trên A'D theo công thức (2-21'') đối với đất rời khi $\delta = \frac{\varphi}{2}$, $\beta = -\left(45^\circ - \frac{\varphi}{2}\right)$, α là góc dốc lưng tường và lớp đất phía trên có chiều dày H_1 vẫn được coi như một tải trọng phân bố đều thẳng đứng. Trong trường hợp này, áp lực chủ động của đất lên tường được lấy bằng tổng của E_{c1} và E_{c3} ; điểm đặt của E_{c3} cách D một đoạn bằng $\frac{H_2 - h'}{3} - \frac{(H_2 - h') + 3H_1}{(H_2 - h') + 2H_1}$.

Chú ý: có thể dùng các bảng tính sẵn cho trong phụ lục hoặc biểu đồ hình 2-20 để xác định vị trí mặt trượt thứ hai CA' ứng với $\alpha = 0$ và $\delta = \varphi$ đối với đất rời;



Hình 2-20

Đồ thị để tính góc nghiêng của mặt trượt thứ hai trong đất đắp

Ví dụ 2-6. Cho một tường chắn với các số liệu như sau:

$$\varphi = 20^\circ, \beta = 10^\circ, \alpha = 0, \delta = \frac{\varphi}{2} \text{ (hình 2-21)}$$

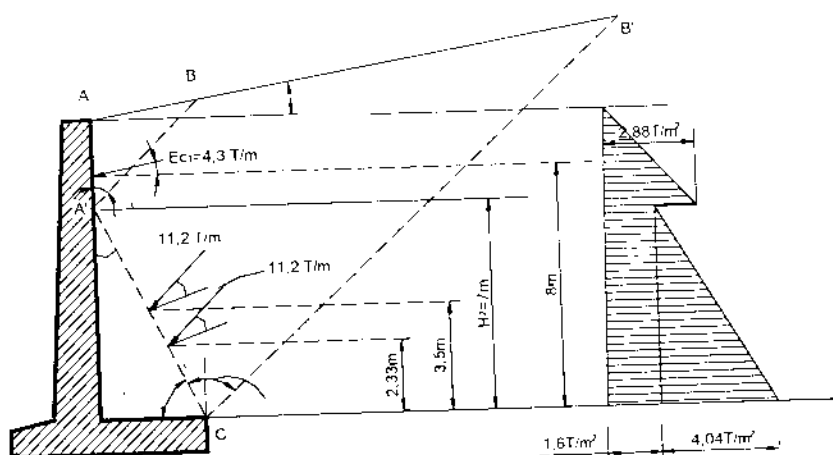
Hãy tính áp lực chủ động của đất lên tường.

GIẢI

1. Xác định vị trí các mặt trượt và H_1, H_2 , ứng với $\varphi = 20^\circ, \frac{\beta}{\varphi} = 0,5, \delta = \varphi, \alpha = 0$, từ đồ thị

hình 2-20 tra ra $\theta' = 66^\circ$. \rightarrow xác định được điểm A' trên lưng tường, từ đó xác định được $H_1, H_2; H_1 = 3\text{m}, H_2 = 7\text{m}$.

Lại biết góc $A'CB' = 90^\circ - \varphi = 90^\circ - 20^\circ = 70^\circ \rightarrow$ xác định được mặt trượt CB'. (hình 2-21)



Hình 2-21

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất

2. Tính E_{c1} trên đoạn tường AA'.

Từ các số liệu: $\varphi = 20^\circ, \beta = 10^\circ, \delta = \frac{\varphi}{2} = 10^\circ, \alpha = 0$, tra trong bảng biểu phụ lục I, tìm được

$$\lambda_{cn} = 0,262, \lambda_{cd} = 0,046.$$

Tính λ_c theo biểu thức (2-21_c):

$$\lambda_c = \sqrt{0,262^2 + 0,046^2} \approx 0,266;$$

$$E_{c1} = \gamma H_c^2 \cdot \lambda_c = 1,8 \cdot 3^2 \cdot 0,266 = 4,30 \text{ T/m};$$

3. Tính E_{c2} trên đoạn A'C.

Từ các số liệu: $\varphi = 20^\circ, \beta = 10^\circ, \delta = \varphi = 20^\circ, \alpha = 24^\circ$, có thể tìm được $\lambda_c = 0,32$.

Coi lớp đất H_1 như một tải trọng phân bố đều.

$$q = \gamma H_1 = 1,8 \cdot 3 = 5,4 \text{ T/m}^2;$$

Từ công thức (2-40) có:

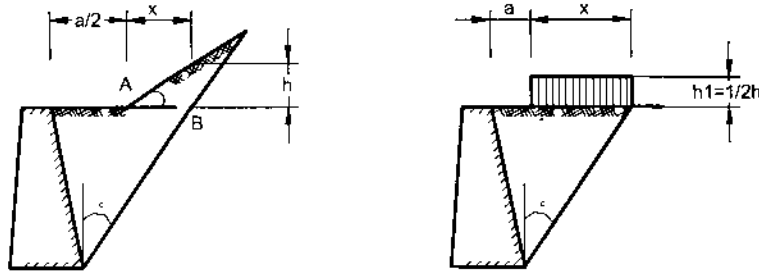
$$E_c'' = E_c \left[1 + \frac{2Hq}{H_2} \right] = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 7^2 \cdot 0,32 [1 + 0,795] = 14,10 \cdot 1,795 = 25,30 \text{ P T/m}.$$

Biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực đất nêu trên hình 2-21.

λ) Trường hợp mặt đất đắp có dạng gầy khúc.

Trong thực tế, thường gặp hai trường hợp mặt đất đắp có dạng gầy khúc như hình 2-22a và

2-23a biểu thị.

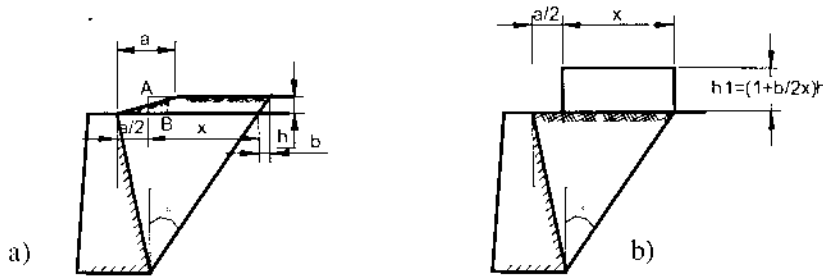


Hình 2-22

Sơ đồ tính toán gần đúng khi mặt đất đắp gãy khúc

Nói chung, cả hai trường hợp này đều có thể giải quyết gần đúng bằng cách đưa về dạng mặt đất đắp nằm ngang, trên đó có tải trọng phân bố đều thẳng đứng cục bộ (hình 2-22b và 2-23b)

Trong sơ đồ tính toán gần đúng đó, góc θ_c được xác định theo các bảng tính sẵn cho đất rời và đất dính (phụ lục I, II, III).



Hình 2-23

Sơ đồ tính toán gần đúng khi mặt đất đắp gãy khúc

Ví dụ 2-7

Cho một tường chắn như hình 2-24a biểu thị. Các số liệu cần thiết để tính toán như sau:

$$\gamma = 2 \text{ T/m}^3, C=2 \text{ T/m}^2, \varphi = 45^\circ, \delta = \frac{\varphi}{2}, \operatorname{tg} \alpha = 0,200.$$

Hãy xác định giá trị áp lực chủ động của đất lên tường đó.

GIẢI

1) Sơ đồ tính toán.

$$\text{Tính } \frac{C}{\gamma H} = \frac{2}{2 \cdot 10} = 0,100. \text{ ứng với trường hợp này, từ bảng biểu phụ lục II, tra ra:}$$

$$\theta_c = 34^\circ; M_c = 0,622; N_c = 1,254.$$

Từ góc $\theta_c = 34^\circ$, dùng đồ giải hay giải tích, tính ra:

$$\frac{a}{2} = 2\text{m}; x = 6,60\text{m}; b = 0,60\text{m}; h = 1,10\text{m. (hình 2-24b).}$$

$$\text{Vậy } q = \gamma H_1 = \gamma \left(1 + \frac{b}{2x} \right) h = 2 \left(1 + \frac{0,6}{2 \cdot 6,60} \right) 1,10 = 2,30 \text{ T/m}^2.$$

Từ kết quả đó, xác định được sơ đồ tính toán gần đúng nêu trên hình (2-24b).

2) Xác định giá trị áp lực chủ động của đất.

Coi tải trọng phân bố đều q chỉ tác dụng trên đoạn lưng tường A'B (hình 2-24b).

Trong trường hợp này, có thể xem giá trị áp lực đất tác dụng lên tường gồm hai phần: phần áp lực do đất đắp gây ra, không kể tới tải trọng q , tác dụng trên toàn bộ lưng tường (E_{c1}) và phần áp lực đất do q gây ra, chỉ tác dụng trên đoạn A'B của lưng tường (E_{c2}) (hình 2-24b).

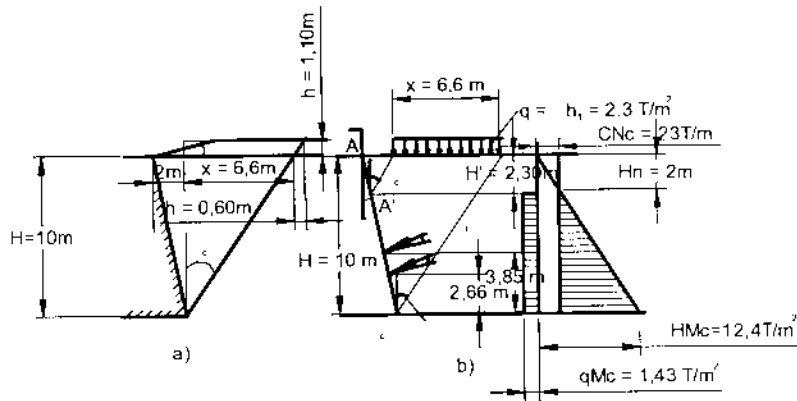
Từ kết quả tính toán, vẽ được biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất (hình 2-24b).

Theo hình vẽ đó, có:

$$H_n = \frac{N_c}{M_c} \cdot \frac{C}{\gamma} = \frac{1,254}{0,622} \cdot \frac{2}{2} \approx 2m.$$

$$E_{c1} = \frac{1}{2} [\gamma H \cdot M_c - C \cdot N_c] [H - H_n] = \frac{1}{2} (12,40 - 2,50) (10 - 2) \approx 40 \text{ T/m};$$

$$E_{c2} = q \cdot M_c \cdot (H - H') = 1,43 \cdot (10 - 2,30) = 11 \text{ T/m}.$$



Hình 2-24

Sơ đồ tính toán và biểu đồ phân bố giá trị cường độ áp lực chủ động của đất dính, trường hợp mặt đất đắp gầy khúc.

Phương và điểm đặt của E_{c1} và E_{c2} nêu trên hình vẽ. Cách tính này cho kết quả thiên an toàn và được xem là cách tính gần đúng.

Chú ý – Trường hợp này, giá trị của tải trọng phân bố đều q tương đối nhỏ, do đó nó được xem như không có ảnh hưởng tới vị trí mặt trượt nguy hiểm nhất.

Trong thực tế thiết kế tường chắn đất, đôi khi gặp trường hợp lăng thể đất trượt theo mái hố móng gây nên lực đẩy lên tường lớn hơn áp lực chủ động của đất khi hình thành mặt trượt trong đất đắp, vì vậy cần phải xác định được giá trị lực đẩy này lên tường.

Đối với tường chắn bản góc, điều kiện để lăng thể đất trượt theo mặt mái hố móng gây nên lực đẩy lớn hơn áp lực chủ động của đất như sau:

$$\frac{\operatorname{tg}(\alpha_m - \varphi_m)}{\operatorname{tg} \alpha_m} > \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (2-47)$$

Giá trị lực đẩy E_{cm} của đất lên tường trong trường hợp này được tính theo biểu thức sau: (hình 2-25b)

$$E_{cm} = \left(\frac{\gamma H^2}{2} + qH \right) \lambda_{cm}; \quad (2-48)$$

Trong đó:

$$\lambda_{cm} = \frac{tg(\alpha_m - \varphi_m)}{tg\alpha_m}; \quad (2-49)$$

Chú thích:

1) Biểu thức (2-48) được lập nên từ tam giác lực của ba lực nêu trên sơ đồ tính toán hình 2-25b;

2) Nếu dùng sơ đồ tính toán hình 2-25b, nhưng thay mặt mái hố móng BC_m bằng mặt trượt BC (hình 2-25a), có thể lập được biểu thức của áp lực chủ động của đất lên mặt AB như sau:

$$E_c = \left[\frac{\gamma H^2}{2} + qH \right] \lambda_c; \quad (2-48')$$

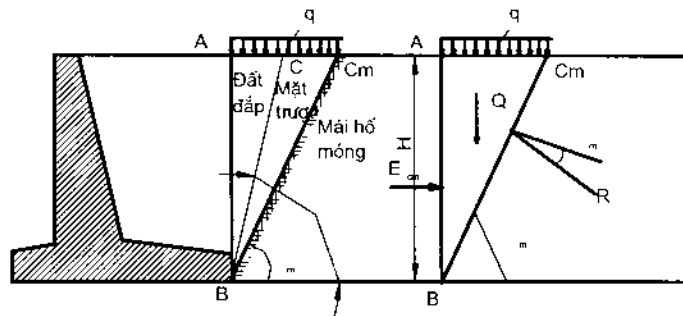
trong đó:

$$\lambda_c = tg^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (2-49')$$

3) Rõ ràng rằng, nếu so sánh (2-48) với (2-48') và đối chiếu với sơ đồ tính toán trên hình 2-25a sẽ có:

$E_{cm} > E_c$, từ đó suy ra $\lambda_{cm} > \lambda_c$, trở lại điều kiện (2-47) đã nêu trên.

Các biểu thức nêu trên chỉ dùng cho trường hợp đất đắp là đất rời.



Hình 2-25

Sơ đồ xác định lực đẩy của đất
khi lăng thể đất trượt theo mặt mái hố móng

Nếu trên thực tế gặp những trường hợp phức tạp hơn nữa, để xác định giá trị áp lực chủ động và bị động của đất, có thể dùng phương pháp đồ giải như đã trình bày ở phần trên.

2.3. TÍNH TOÁN ÁP LỰC ĐẤT Ở TRẠNG THÁI NGHỈ VÀ ÁP LỰC BỊ ĐỘNG KHÔNG ÉP TRỜI CỦA ĐẤT

1. Tính toán áp lực đất ở trạng thái nghỉ E_0

Khi tường chắn thực tế không di động so với đất đắp, hay nói cụ thể hơn là khi chuyển vị của những điểm thuộc lưng tường của phần trên móng, nhỏ hơn $\frac{1}{5000}$ của chiều cao những điểm xét đó, thì áp lực đất tác dụng lên tường trong trường hợp này được quy định tính toán theo áp lực đất ở trạng thái nghỉ hay còn gọi là áp lực đất tĩnh.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

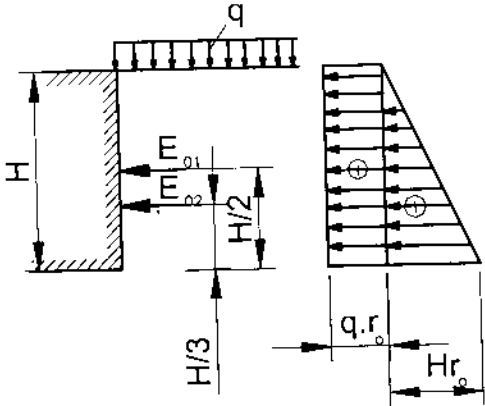
Theo sơ đồ tính toán nêu trên hình 2-26a, giá trị áp lực đất tĩnh được tính theo biểu thức sau:

$$E_o = \frac{1}{2} \gamma H^2 \left(1 + \frac{2q}{\gamma H} \right) \lambda_o \tag{2-50}$$

Trong đó:

$$\lambda_o = \frac{\mu}{1 - \mu} \text{ hệ số áp lực đất tĩnh:}$$

μ - hệ số nở hông của đất.



Hình 2-26

Biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất tĩnh lên tường chắn

Trong giai đoạn bản vẽ thi công, đối với tường chắn cấp I và cấp II, hệ số áp lực đất tĩnh (hoặc hệ số nở hông) cần được xác định bằng thực nghiệm; trong giai đoạn thiết kế nhiệm vụ, cũng như trong mọi giai đoạn thiết kế đối với các tường chắn cấp III và cấp IV, có thể chọn giá trị λ_o như sau:

Đối với đất sét $\lambda_o = 0,7$;

Đối với đất á sét $\lambda_o = 0,5$;

Đối với cát $\lambda_o = 0,4$;

Hình 2-26b cho biểu đồ phân bố cường độ áp lực đất tĩnh lên tường chắn.

2. Tính toán áp lực bị động không ép trôi của đất E_b .

Khi tường chuyển vị về phía đất mà độ lớn của chuyển vị chưa đủ hình thành mặt trượt trong đất đắp, lực chống của đất lên tường được gọi là áp lực bị động không ép trôi E_b .

Nguyên nhân làm cho tường chuyển vị về phía đất có thể là do tác động của tải trọng ngoài, ví dụ như khi chứa đầy và tháo cạn nước buồng âu thuyền, khi tàu thuyền “chất đứng” trong âu, hoặc là do tác động vì nhiệt, ví dụ như khi mặt trước tường được hun nóng theo sự tăng nhiệt độ của không khí hay nước khi thời tiết chuyển từ mùa đông sang hè, đặc biệt là ở các xứ lạnh, v.v...

Vậy giá trị của những chuyển vị đó phụ thuộc nhiều yếu tố như: do tác động ở bên ngoài, do lún của nền tường, tùy theo độ cứng của tường và bản móng v.v...

Hiện nay, để tính toán giá trị của áp lực bị động không ép trôi của đất do chuyển vị của tường về phía đất, người ta xem tường như một cái dầm đặt trên nền đàn hồi. Nếu lấy một

đơn vị chiều dài của tường để tính, thì đầm này có chiều dài bằng chiều cao tường có mô men quán tính biến thiên theo mặt cắt tường, đặt trên nền đất có đặc trưng biến dạng thay đổi và có ngàm đàn hồi tại đầu mút.

a) Trường hợp đất rời

Như đã biết, theo phân loại đất nói chung, đất rời bao gồm cát, sỏi, cuội.

Trong trường hợp này, để tính áp lực bị động không ép trôi của đất đắp, dùng phương pháp hệ số nền. Đất đắp sau tường chắn có đặc trưng hệ số nền như sau:

$$n = \frac{q}{\Delta_y} : (\text{KG/cm}^2, \text{T/m}^3)$$

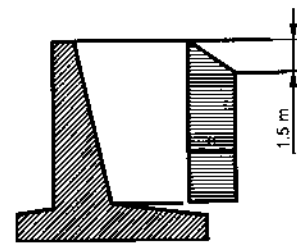
Trong đó : Δ_y – chuyển vị của điểm đã cho trên tường (cm). Giá trị hệ số nền n phụ thuộc loại đất và chiều cao tường, được nêu trong bảng 2-13 dưới đây.

Bảng 2-13. Hệ số nền của đất cát

Loại đất đắp	Hệ số nền ứng với chiều cao tường kể từ đỉnh móng tới bề mặt lớp đất đắp bằng (m)		
	10	20	≥ 30
Đất cát: nhỏ	0,7 ÷ 1,3	0,4 ÷ 0,8	0,25 ÷ 0,5
vừa	1,0 ÷ 2,0	0,6 ÷ 1,2	0,4 ÷ 0,8
to	1,5 ÷ 3,0	0,9 ÷ 1,8	0,6 ÷ 1,2
Sỏi	3,0 ÷ 6,0	1,8 ÷ 3,6	1,2 ÷ 2,4

Chú thích: 1. Giá trị hệ số nền lớn lấy đối với đất chặt hơn, giá trị nhỏ lấy đối với đất kém chặt hơn. Với những giá trị trung gian về các chiều cao tường nêu trong bảng 2-13, giá trị hệ số nền được xác định theo nội suy tuyến tính.

2. Có thể làm chính xác thêm việc chọn giá trị hệ số nền nhờ những số liệu quan trắc áp lực đất sau tường trong giai đoạn thi công ngay sau khi hoàn thành việc đất đắp, dù chỉ là mới đắp xong từng phần một. Vì vậy khi thiết kế tường chắn, cần bố trí thiết bị đo áp lực đất và bố trí quan trắc. Để phù hợp với điều kiện làm việc thực tế của đất đắp trong trường hợp này, có thể chọn biểu đồ phân bố giá trị hệ số nền nêu trong hình 2-27.



Hình 2-27

Biểu đồ giá trị hệ số nền

Khi có cơ sở chắc chắn, có thể xét dạng biểu đồ phân bố giá trị của hệ số nền khác, ví dụ như phân bố tam giác hay hình thang chẳng hạn.

Khi xem tường như một dầm đặt trên nền đàn hồi thì dẫn tới việc phải xác định áp suất tiếp xúc giữa mặt lưng tường với đất đắp. Đối với trường hợp đất đắp là đất rời đặc trưng bởi hệ số nền như đã nêu trên, thì có thể tính toán theo những phương pháp hiện dùng [25] hoặc là xác định bằng cách lấy tích phân phương trình vì phân đường đàn hồi của dầm bằng biện pháp làm đúng dần liên tiếp [25].

b) Trường hợp đất dính

Nếu đất đắp là đất dính, có thể dùng phương pháp tính toán do B.N.JEMOCHKIN đề nghị [26]. Trong trường hợp này, việc tính toán được thực hiện bằng cách đưa lực vào những thanh ảo cứng lập lên giữa tường và đất. Việc tính toán sẽ dẫn tới chỗ phải giải nhiều lần hệ thống siêu tĩnh bằng phương pháp lực. Ngoài ra cũng nên dùng phương pháp thực nghiệm giải bài toán lý thuyết đàn hồi chẳng hạn trên máy tích phân điện.

Đặc trưng biến dạng của đất dính – môđun biến dạng E_0 – dùng trong tính toán được xác định theo kết quả nghiên cứu đất trong phòng thí nghiệm ở trạng thái nhào trộn, có xét tới sự thay đổi của độ ẩm và độ chặt của đất tương ứng với điều kiện làm việc thực tế của đất đắp sau này.

2.4. ÁP LỰC TÍNH TOÁN TÁC DỤNG LÊN TƯỜNG CHẮN

Như phần trên đã nêu áp lực đất đắp tác dụng lên tường chắn có chiều cao và dạng mặt ngoài nhất định, không những phụ thuộc vào tính chất cơ lý của đất đắp mà còn phụ thuộc vào chuyển vị có thể xảy ra đối với tường do tác dụng của các loại tải trọng và tác động bên ngoài cũng như do tính dễ biến dạng của nền tường và độ cứng của bản thân tường.

Do đó, trong việc thiết kế các tường chắn đất (là một bộ phận của công trình thủy lợi hay một công trình độc lập) cần phải căn cứ vào điều kiện làm việc cụ thể của công trình nói chung để phân tích điều kiện tác dụng lẫn nhau giữa tường chắn và đất đắp mà định ra sơ đồ thích hợp để xác định áp lực tính toán tác dụng lên tường.

Trong thực tế, có thể phân biệt ba loại sơ đồ tính toán như sau:

Sơ đồ 1.

Khi tường nghiêng hoặc chuyển vị về phía trước do tác dụng của áp lực đất hoặc tải trọng ngoài, áp lực tính toán của đất lên tường có thể là áp lực đất tĩnh E_0 hoặc áp lực chủ động E_a .

Khi chuyển vị của những điểm trên lưng tường có giá trị nhỏ hơn $\frac{1}{5000}$ chiều cao kể từ mặt đỉnh móng tường tới điểm xét, áp lực tính toán tác dụng lên tường trong phạm vi chiều cao đó được lấy bằng áp lực đất tĩnh E_0 .

Khi chuyển vị của những điểm trên lưng tường có giá trị lớn hơn $\frac{1}{5000}$ chiều cao kể từ mặt đỉnh móng tường tới điểm xét, áp lực tính toán tác dụng lên tường trong phạm vi chiều cao đó được lấy bằng áp lực chủ động của đất E_a .

Có những trường hợp riêng, khi tường cao, mặt cắt thân tường (bản góc) giảm dần theo chiều cao, như vậy có thể xảy ra trường hợp phía trên tường mảnh, dễ uốn, dưới tác dụng của áp lực đất lên tường sẽ gây ra chuyển vị đủ lớn để được tính theo áp lực chủ động tác dụng lên tường, còn phần dưới cứng hơn, có chuyển vị nhỏ chỉ được tính theo áp lực đất tĩnh. Vậy trên một lưng tường vừa có cả áp lực chủ động tác dụng ở phần trên và vừa có áp lực đất tĩnh tác dụng ở phần dưới. Điểm ranh giới giữa hai biểu đồ áp lực này tại chỗ có chuyển vị vừa bằng $\frac{1}{5000}$ chiều cao của điểm đó kể từ đỉnh móng.

Sơ đồ 2.

Dưới tác dụng của nhiệt hun nóng ngực tường hoặc khi nền tường lún không đều về phía đất đắp hay dưới tác dụng của tải trọng ngoài tường chắn có thể nghiêng hoặc chuyển vị về phía đất đắp, nhưng độ lớn của chuyển vị này chưa đủ để hình thành áp lực bị động có ép trôi, thì áp lực tính toán tác dụng lên tường, trong trường hợp này được lấy bằng tổng của áp lực chủ động và áp lực bị động không ép trôi của đất.

Theo nguyên tắc, áp lực chủ động được tính theo các biểu thức đã nêu trên, còn áp lực bị động không ép trời được tính với giả thiết băng tường dài một đơn vị được xem như một dầm có chiều dài bằng chiều cao tường đặt trên nền đàn hồi, nếu như băng tường này có độ cứng nhất định (không phải cứng tuyệt đối). Theo quy định, tường chắn được xem như một kết cấu có độ cứng hữu hạn và được tính toán có xét tới chuyển vị của tường, nếu chuyển vị của lưng tường được xác định có xét tới độ uốn của bản thân tường và tính dễ biến dạng của nền tường, lớn hơn $\frac{1}{5000}$ chiều cao của phần tường đang xét kể từ đỉnh móng tới mặt cắt tính toán, nhưng chưa đủ để hình thành lăng thể trời.

Tuy nhiên, trong trường hợp tường chắn cấp III và cấp IV có chiều cao nhỏ hơn 10m, có thể không xét tới áp lực bị động không ép trời trong tính toán.

Sơ đồ 3.

Khi dưới tác dụng của tải trọng ngoài, tường chuyển vị về phía đất đủ để hình thành lăng thể trời, lực chống của đất lên tường lúc đó gọi là áp lực bị động có ép trời E_{ht} .

Trong tính toán, áp lực bị động có ép trời của đất được tính ứng với trạng thái cân bằng giới hạn của khối đất sau tường.

Như tiết trên đã nêu, hiện nay có hai loại phương pháp xác định giá trị áp lực chủ động và áp lực bị động có ép trời của đất là phương pháp cân bằng giới hạn điểm, đại biểu bởi lý luận của V.V. XOKOLOVSKI và phương pháp cân bằng giới hạn cố thể, đại biểu bởi lý luận C.A.Coulomb.

Phương pháp trên hiện nay được coi là một phương pháp tính toán chặt chẽ về mặt toán học, song còn bị hạn chế chủ yếu ở chỗ chưa đưa ra được các lời giải và bảng tính sẵn cho các bài toán có điều kiện biên tổng quát ứng với trường hợp thường gặp trong thực tế.

Phương pháp dưới có thể được coi là phương pháp gần đúng, do chỗ giả thiết mặt trượt là phẳng. Tuy nhiên, hiện nay phương pháp này vẫn được dùng rộng rãi trong thực tế, đặc biệt là để xác định giá trị áp lực chủ động của đất, vì tính toán tương đối đơn giản và đặc biệt là vì có thể giải quyết được nhiều trường hợp phức tạp thường gặp đối với đất đắp sau tường là đất rời hoặc đất dính [17].

Các kết quả thực nghiệm đối với đất rời cho biết rằng, trong trường hợp cân bằng giới hạn chủ động, mặt trượt theo giả thiết của Coulomb không khác nhiều so với mặt trượt thực tế. Trong các trường hợp thông thường, trị số áp lực chủ động xác định theo phương pháp Coulomb chỉ sai kém so với kết quả tính theo phương pháp chặt chẽ trong phạm vi từ 2 đến 10%. Nói chung khi α và δ nhỏ hơn 15°, trị số áp lực chủ động tính theo phương pháp Coulomb được xem là phù hợp với thực tế.

Trường hợp cân bằng giới hạn bị động, mặt trượt theo giả thiết Coulomb có nhiều trường hợp khác xa với mặt trượt thực tế, do đó giá trị áp lực bị động của đất tính theo lý luận Coulomb cho kết quả quá lớn. Tuy nhiên trong thực tế, nếu như đất đắp có góc ma sát trong nhỏ, mặt lưng tường tương đối trơn nhẵn (tức góc δ nhỏ), sai số đó không lớn lắm, và trong trường hợp này, cho phép dùng lý luận Coulomb để tính áp lực bị động của đất.

Giá trị áp lực bị động không ép trời, phụ thuộc giá trị chuyển vị của tường về phía đất. Để giải bài toán xác định giá trị áp lực bị động không ép trời của đất có xét tới chuyển vị của tường, hiện nay chưa có phương pháp tính toán hoàn chỉnh, thuận tiện dùng trong tính toán thực tế. Mặt khác, tình hình chuyển vị của các điểm trên lưng tường cũng diễn ra phức tạp và không giống nhau, do đó hiện nay vẫn tạm dùng phương pháp tính dầm trên nền đàn hồi - phương pháp đàn hồi cục bộ - để xác định giá trị áp lực bị động không ép trời của đất như đã nêu trên.

CHƯƠNG III

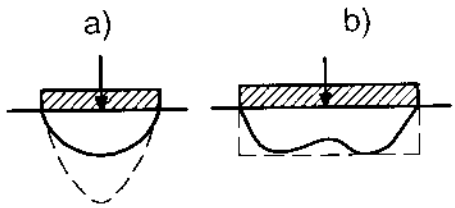
TÍNH TOÁN ÁP SUẤT ĐÁY MÓNG TƯỜNG CHẤN VÀ
TẢI TRỌNG GIỚI HẠN TRÊN NỀN

3.1. KHÁI NIỆM

Việc xác định biểu đồ phân bố áp lực đáy móng tường chấn bao gồm áp lực thẳng đứng và áp lực nằm ngang, nhằm hai mục đích: một là nó được xem như tải trọng ngoài, dùng để xác định phân bố ứng suất tăng thêm trong nền, phục vụ việc tính lún và tính cường độ của nền tường chấn. Hai là nó được xem như phản lực của nền đối với móng, dùng để xác định nội lực trong bản đáy tường (tường bản góc) làm cơ sở cho việc bố trí cốt thép cho thích hợp. Khi thiết kế tường chấn, cần khống chế giá trị áp suất đáy móng luôn nhỏ hơn tải trọng giới hạn của nền tường, có như vậy mới bảo đảm cho tường được ổn định.

Dạng biểu đồ phân bố áp suất đáy móng thẳng đứng phụ thuộc nhiều yếu tố, trong đó chủ yếu là độ cứng của móng và quan hệ giữa biến dạng và ứng suất của đất nền, v.v.. Hiện nay chưa có phương pháp tính toán nào có thể xét được đầy đủ các yếu tố ảnh hưởng đó.

Theo nhiều kết quả nghiên cứu thực nghiệm và quan trắc thực tế, thấy rằng trường hợp móng tuyệt đối cứng, độ sâu đặt móng nhỏ, tải trọng tác dụng không lớn, khi nền là loại đất cát, biểu đồ phân bố áp suất đáy móng thẳng đứng có dạng parabol (đường nét liền, hình 3-1a); nếu tải trọng tác dụng lớn hơn (xấp xỉ tải trọng giới hạn), biểu đồ áp suất đáy móng có dạng gần như tam giác (đường nét rời, hình 3-1a). Nếu kích thước móng càng lớn, độ sâu chôn móng cũng lớn, biểu đồ phân bố áp suất đáy móng có dạng hình yên ngựa và gần như tiến tới phân bố đều (hình 3-1b).



Hình 3-1
Dạng biểu đồ phân bố áp suất đáy móng

Trường hợp móng có độ cứng hữu hạn, sự phân bố áp suất đáy móng phụ thuộc tình hình biến dạng của đất nền, tức phụ thuộc độ cứng của móng.

Trên thực tế, móng tường chấn có thể là tuyệt đối cứng (tường chấn đất trọng lực) hoặc có thể có độ cứng hữu hạn (tường chấn đất bản góc), do đó khi tính toán áp suất đáy móng tường chấn, cần căn cứ vào từng trường hợp cụ thể để chọn phương pháp tính toán thích hợp như sẽ trình bày ở các tiết sau.

Sự phân bố áp suất đáy móng nằm ngang, hiện nay chưa được nghiên cứu nhiều. Trên thực tế, thường có hai cách tính toán: một là coi nó như phân bố đều trên toàn bộ đáy móng và hai là coi nó như phân bố tỷ lệ thuận với áp suất đáy móng thẳng đứng.

Tuy nhiên, cần chú ý rằng, nếu xác định áp suất đáy móng (thẳng đứng và nằm ngang) nhằm mục đích để xác định ứng suất tăng thêm trong nền phục vụ việc tính lún của nền, thì do điều kiện hạn chế về bảng biểu tính toán, hiện nay vẫn dùng phương pháp tính toán dựa trên giả thiết phân bố đường thẳng (công thức nén lệch tâm) không xét tới độ cứng của móng để tính áp suất đáy móng thẳng đứng, còn áp suất đáy móng nằm ngang thì xem như phân bố đều.

Mặt khác, xét về mặt lý thuyết, khi tính toán áp suất đáy móng thẳng đứng có kể tới độ cứng của móng và bỏ qua ảnh hưởng độ cứng của móng, sự khác nhau về phân bố ứng suất trong nền giữa hai phương pháp chỉ xảy ra tại các điểm không sâu trong nền kể từ mặt đáy móng, do đó độ lún tính ra từ hai biểu đồ phân bố áp suất đáy móng kể trên, có thể xem như không sai khác nhau lớn và nằm trong phạm vi cho phép.

3.2. TÍNH TOÁN ÁP SUẤT ĐÁY MÓNG TƯỜNG CHẤN

1. Tính toán áp suất đáy móng theo công thức nén lệch tâm.

Trường hợp móng cứng tuyệt đối (ví dụ móng tường chấn đất trọng lực) hoặc khi tính áp suất đáy móng để tìm phân bố ứng suất tăng thêm trong nền đối với mọi loại móng, có thể dùng công thức nén lệch tâm để xác định giá trị áp suất đáy móng thẳng đứng, còn áp suất đáy móng nằm ngang thì giả thiết là phân bố đều trên toàn bộ diện tích đáy móng.

Đối với sơ đồ không gian cũng như đối với những tường chấn có đường viền cong chiều xuống mặt bằng, áp suất đáy móng pháp tuyến được tính theo biểu thức sau đây:

$$P_{\max}^{\min} = \frac{P}{F} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y}; \quad (3-1)$$

Đối với sơ đồ biến dạng phẳng, áp suất đáy móng pháp tuyến được tính theo biểu thức sau:

$$P_{\max}^{\min} = \frac{P}{F} \pm \frac{M_x}{W_x}; \quad (3-2)$$

Trong đó: F – diện tích mặt đáy móng tường chấn (m^2);

M_x, M_y – lần lượt là những mômen các ngoại lực đối với hai trục tương ứng đi qua trọng tâm mặt đáy móng tường;

(Tm hoặc Tm/m);

W_x, W_y – mômen chống uốn của diện tích đáy móng tường đối với hai trục tương ứng: (m^3).

2. Tính toán áp suất đáy móng theo lý thuyết đàn hồi.

Trường hợp bản móng tường chấn bản góc có độ cứng hữu hạn (không phải cứng tuyệt đối), khi tính toán cường độ của bản móng tường có độ lớn cấp I và cấp II (xem bảng 1-12), cần tính toán áp suất đáy móng pháp tuyến theo lý thuyết đàn hồi.

Để phân biệt độ cứng của bản móng tường chấn bản góc, có thể dùng chỉ số độ uốn của tấm theo công thức:

$$t \approx 10 \frac{E_2}{E_1} \cdot \frac{\left(\frac{B}{2}\right)^3}{h^3}; \quad (3-3)$$

Trong đó: E_1, E_2 – lần lượt là mô-đun biến dạng của đất nền và mô-đun đàn hồi của vật liệu, móng, (T/m^2);

h – Chiều dày trung bình của bản móng, (m);

$\frac{B}{2}$ – nửa chiều rộng bản móng (m);

Nếu t tính theo công thức (3-3) bé hơn 1, bản móng được coi là tuyệt đối cứng.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

a) Trường hợp bản móng tường đặt trên nền đất rời

Tùy theo độ sâu đặt móng tường khác nhau dạng biểu đồ phân bố áp suất đáy móng thẳng đứng cũng khác nhau.

Căn cứ độ sâu đặt móng h_m có thể phân biệt hai trường hợp:

- Khi $h_m \leq 0,2 \cdot \frac{P_{th}}{\gamma}$, móng có độ sâu đặt móng nhỏ;
- Khi chỉ ở một phía tường, điều kiện $h_m \leq 0,2 \cdot \frac{P_{th}}{\gamma}$ không thỏa mãn, móng có độ sâu đặt móng lớn. Vậy móng tường chấn thuộc loại móng sâu.

Trong đó:

h_m - độ sâu kể từ mặt đất tới mặt đáy móng tường thuộc phía trước hoặc phía sau lưng tường, (m).

P_{th} - áp suất pháp trung bình tại đáy móng tường chấn (T/m^2);

γ - trọng lượng đơn vị thể tích của đất phía trên mặt đáy móng (T/m^3);

α - Tính áp suất đáy móng thẳng đứng khi móng có độ sâu đặt móng nhỏ

Trường hợp móng tường chịu tác dụng của tải trọng đúng tâm, trị số áp suất pháp được tính theo biểu thức sau:

$$P_x = \bar{p}_x \cdot P_{th}; \tag{3-4}$$

Trong đó:

p_x - áp suất tiếp xúc pháp tại điểm cách trọng tâm móng một đoạn x (T/m^2);

\bar{p}_x - tung độ tương đối của biểu đồ áp suất tiếp xúc tại điểm tương ứng, được xác định theo

bảng 3-1, tùy thuộc giá trị của chỉ số mô hình $N' = \frac{P_{th}}{B \cdot \gamma}$ (Trường hợp dưới mực nước dưới đất,

lấy $\gamma = \gamma_{dn}$).

Tung độ biểu đồ áp suất tiếp xúc \bar{p}_x

Bảng 3-1

$\frac{X}{B_1}$	Tung độ \bar{p}_x với N' bằng						
	0,5	1	2	4	6	8	10
0,0	1,18	1,22	1,28	1,34	1,38	1,40	1,42
0,1	1,17	1,21	1,27	1,32	1,36	1,38	1,40
0,2	1,16	1,20	1,25	1,29	1,33	1,35	1,36
0,3	1,14	1,17	1,20	1,24	1,27	1,29	1,30
0,4	1,11	1,14	1,15	1,18	1,20	1,22	1,23
0,5	1,08	1,09	1,03	1,10	1,11	1,12	1,12
0,6	1,03	1,02	1,01	1,00	0,99	1,08	0,98
0,7	0,98	0,95	0,91	0,87	0,85	0,83	0,82
0,8	0,92	0,87	0,80	0,74	0,70	0,67	0,65
0,9	0,82	0,74	0,68	0,59	0,50	0,46	0,43
1	0	0	0	0	0	0	0

Chú thích: Trường hợp trị số N' thực tế khác với trị số cho trong bảng 1, \bar{p}_x được xác định bằng nội suy

$$B_1 = \frac{B}{2} \text{ nửa chiều rộng móng (m).}$$

Trường hợp móng tường chịu tải trọng lệch tâm, trị số áp suất pháp được tính theo biểu thức sau:

$$p_x = \bar{p}_x \cdot p_{th} \left(1 \pm \frac{12 \cdot ex}{B^2} \cdot m \right) \quad (3-5)$$

Trong đó: e - độ lệch tâm (m);

m - hệ số hiệu chỉnh, phụ thuộc chỉ số mô hình, lấy theo bảng 3-2

Bảng 3-2

Hệ số hiệu chỉnh m

N'	0,5	1	2	4	6	8	10
m	1,2318	1,277	1,337	1,402	1,464	1,501	1,528

Biểu thức (3-5) chỉ được phép dùng khi không xuất hiện ứng suất kéo giữa mặt đáy móng với nền, tức là khi

$$e \leq \frac{B}{6m}$$

β - Trường hợp móng sâu.

Áp suất đáy móng pháp tuyến có thể được tính theo hai cách:

- Theo công thức nền lệch tâm đã nêu ở mục trên (3-1), (3-2).
- Theo các công thức (3-4) hoặc (3-5) vừa nêu ở trên.

γ - Tính áp suất tiếp xúc tiếp.

Trong trường hợp nền đất cát, áp suất tiếp xúc tiếp sinh ra tại mặt đáy móng tường do tác dụng của lực ngang có thể được lấy như sau:

- Xem như phân bố đều tại mặt đáy móng công trình trong trường hợp áp suất tiếp xúc pháp được tính theo công thức nền lệch tâm.
- Xem như phân bố tỷ lệ thuận với trị số áp suất pháp, nếu như áp suất này được tính theo các biểu thức (3-4) hoặc (3-5).

Ví dụ 3-1

Cho một móng tường chắn có chiều rộng 4m, đặt trên nền đất cát có độ sâu đặt móng nhỏ, chịu một tải trọng phân bố đều thẳng đứng trung bình bằng $p_{th} = 20 \text{ T/m}^2$. Lớp đất kể từ đáy móng trở lên có trọng lượng đơn vị thể tích bão hoà bằng $\gamma_{bh} = 20 \text{ T/m}^3$.

Hãy xác định biểu đồ áp suất đáy móng pháp tuyến trong hai trường hợp sau:

1. Trường hợp móng chịu tác dụng của tải trọng đúng tâm.

2.Trường hợp móng chịu tác dụng của tải trọng lệch tâm, với độ lệch tâm $e = 0,3m$
Cho biết đất nền tường chắn ngập nước.

GIẢI

1. Trường hợp móng chịu tải trọng đúng tâm. Tính chỉ số mô hình:

$$N' = \frac{p_{tb}}{B \cdot \gamma_{dn}} = \frac{20}{4 \times 1} = 5;$$

Tính p_x theo biểu thức (3-4). Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng 3-3 sau đây.

Bảng 3-3

$x(m)$	0	0,5	1,0	1,5	1,75	2,0
$\frac{x}{B_1}$	0	0,25	0,5	0,75	0,875	1
\bar{p}_x	1,36	1,28	1,105	0,79	0,59	0
$p_x (T/m^2)$	27,2	25,6	22,1	15,8	11,8	0

2. Trường hợp móng chịu tải trọng lệch tâm với $e = 0,3m$. Tính p_x theo biểu thức (3-5)

$$\text{Đặt } A = \frac{12 \cdot e}{B^2} \cdot m$$

Theo bảng 3-2, ứng với $N' = 5$, sau khi nội suy tìm ra

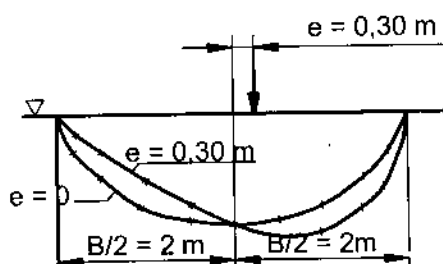
$$m = 1,433, \text{ Vậy } A = \frac{12 \times 0,3}{4^2} \cdot 1,433 = 0,324.$$

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng sau (Bảng 3-4)

Bảng 3-4

$x (m)$	0	0,5	1,0	1,5	1,75	2,0
A_x	0	0,162	0,324	0,486	0,566	0,648
$1 + A_x$	1	0,162	1,324	1,486	1,566	1,648
$1 - A_x$	1	0,838	0,676	0,514	0,434	0,352
$\bar{p}_x \cdot p_{tb} (1 - A_x)$	27,2	29,8	29,3	23,5	18,5	0
$\bar{p}_x \cdot P_{tb} (1 - A_x)$	27,2	21,5	14,9	8,12	5,12	0

Hình 3-2 cho biểu đồ phân bố áp suất đáy móng pháp tuyến ứng với hai trường hợp trên.



Hình 3-2

Biểu đồ phân bố áp suất đáy móng pháp tuyến xác định theo biểu thức (1-79) và (1-80)

b) Trường hợp bản móng tường đặt trên nền đất dính.

Khi tường chôn đặt trên nền đất dính, trong trường hợp tường bản góc có độ cứng hữu hạn cần tính áp suất đáy móng thẳng đứng theo lý thuyết đàn hồi ứng với bài toán phẳng. Việc tính đầm trên nền đàn hồi được tiến hành theo các phương pháp hiện dùng, thích hợp đối với các công trình thủy lợi [26].

Khi tính toán, cần tuân theo một số chỉ dẫn chung sau đây.

α - Việc chọn sơ đồ tải trọng.

Khi xác định áp lực, ngoài việc xét đến tải trọng đặt trực tiếp trên bản móng tường chôn, nên xét cả tải trọng hông phân bố trên nền tường.

Khi xét đến tải trọng hông, cần kể đến ảnh hưởng của quá trình thi công đối với sự hình thành tải trọng hông.

Nếu tải trọng được tạo nên sau khi xây dựng công trình, nên hoàn toàn kể tới ảnh hưởng của nó đến sự phân bố áp lực dưới bản móng.

Nếu tải trọng được tạo nên trong quá trình hoặc trước khi xây dựng tường, đề nghị chỉ xét một phần ảnh hưởng của nó đến áp lực dưới công trình (từ 20 ÷ 50% giá trị toàn bộ tải trọng tùy theo thời gian xây dựng công trình và hoàn thành chất tải trọng hông).

Khi tính theo sơ đồ bán không gian vô hạn thì nên hạn chế chiều dài tính toán của tải trọng hông, lấy không lớn hơn chiều rộng móng.

Nếu chiều dày lớp chịu nén nhỏ hơn chiều rộng móng, thì chiều dài tải trọng hông lấy không bị hạn chế.

Trường hợp móng tường là tuyệt đối cứng nên đưa tải trọng về các lực thẳng đứng, lực nằm ngang và mô men đối với trục móng. Trong những trường hợp còn lại, nên kể đến độ uốn của bản móng khi tính áp lực. Trong trường hợp này, tải trọng tác dụng lên bản móng được phân ra thành những lực P_1, p_2 v.v... rồi xác định áp lực gây ra do riêng mỗi lực đó, cuối cùng cộng chúng lại.

β - Việc chọn đặc trưng tính toán của nền đất và dùng bản tính sẵn.

Khi đất nền không đồng nhất, có tỷ số môđun biến dạng của những lớp khác nhau không lớn hơn hai, cho phép coi đất nền như đồng nhất để tính áp suất tiếp xúc bằng phương pháp lý thuyết đàn hồi. Trong trường hợp này giá trị môđun biến dạng của nền đất được xem là hằng số, hoặc coi như biến thiên theo chiều sâu theo quy luật bậc nhất, nếu như có đủ cơ sở và bảng biểu tính sẵn.

Trong tính toán áp suất tiếp xúc bằng phương pháp lý thuyết đàn hồi, cho phép dùng những bảng biểu và đồ thị có sẵn [26].

3.3. TÍNH TOÁN ÁP SUẤT GIỚI HẠN CỦA ĐẤT NỀN TƯỜNG CHẮN

Khi thiết kế tường chắn đất, cần bảo đảm sao cho áp suất đáy móng lớn nhất tác dụng trên nền không gây ra sự phá hoại ổn định cục bộ (ép trôi) của nền đất dưới các phần phía trước của tấm móng, muốn vậy cần phải so sánh giá trị áp suất đáy móng tường chắn với áp suất giới hạn của đất nền tường.

Để xác định áp suất giới hạn của đất nền tường chắn hiện nay thường dùng hai loại phương pháp tính toán: phương pháp cân bằng giới hạn cố thể, lần lượt được trình bày sau đây.

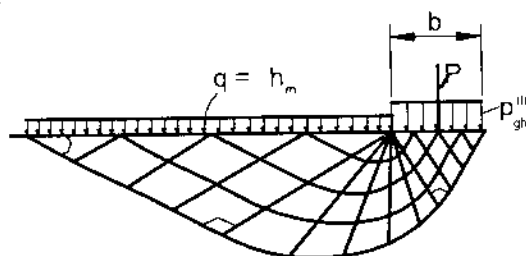
Tính toán áp suất giới hạn của đất nền theo phương pháp cân bằng giới hạn điểm.

Tương tự trường hợp tính toán áp lực đất lên tường chắn, việc xác định áp suất giới hạn của đất nền theo phương pháp cân bằng giới hạn điểm dựa trên hệ phương trình vi phân cơ bản (2-1) đã nêu ở chương II.

Giải hệ phương trình trên, có thể tìm được hai họ mặt trượt trong khối đất nền, nhờ đó có thể tìm được trị số của tải trọng giới hạn một cách chính xác ứng với các điều kiện biên khác nhau.

Với giả thiết môi trường đất không trọng lượng ($\gamma = 0$), Prandth đã lập biểu thức tính tải trọng giới hạn p_{gh}^{II} theo sơ đồ tính toán nền trên hình 3-3 như sau:

$$p_{gh}^{II} = (q + C \cdot \cotg \varphi) \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} e^{\pi \operatorname{tg} \varphi} - C \cdot \cotg \varphi; \quad (3-6)$$



Hình 3-3

Sơ đồ tính toán tải trọng giới hạn theo Prandth

Trong đó:

$q = \gamma h_m$ – tải trọng bên (T/m^2);

φ, C – góc ma sát trong (độ) và lực dính đơn vị của đất (T/m^2).

Trong biểu thức trên, có thể biến đổi $\frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\varphi}{2} \right)$ v.v. Xôkôlôvski đã dùng lời giải riêng của bài toán tổng quát của Prandth, lập ra biểu thức tính p_{gh}^{II}, t_{gh}^{II} như sau (với giả thiết $\gamma = 0$):

$$t_{gh}^{II} = (q + C \cdot \cotg \varphi) G; \quad (3-7)$$

$$p_{gh}^{II} = (q + C \cdot \cotg \varphi) D - C \cdot \cotg \varphi; \quad (3-8)$$

Trong đó:

$$G = \frac{\sin \varphi \cdot \cos(2\varphi^* + \varphi)}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{\left(2\varphi^* + \frac{\pi}{2} + \varphi \right) \operatorname{tg} \varphi}; \quad (3-9)$$

$$D = \frac{1 + \sin \varphi \cdot \sin(2\varphi^* + \varphi)}{1 - \sin \varphi} \cdot e^{(2\varphi^* + \varphi) \operatorname{tg} \varphi}; \quad (3-10)$$

φ^* – góc làm bởi mặt trượt với trục z hay góc làm bởi tiếp tuyến của đường cong $t = f(p)$ với trục p, có giá trị trong khoảng sau: $\varphi \leq \varphi^* \leq \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$;

Chú ý: Khi $\varphi^* = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}$, biểu thức (3-8) trở lại biểu thức (3-6) và $t_{gh}^{II} = 0$.

Để tiện tính toán, N.I.GOLOVANOV đã lập sẵn các đường quan hệ $G = f(D)$ ứng với các giá trị góc ma sát trong φ khác nhau (Hình 3-4 và 3-5).

Ví dụ 3-2.

Cho một tường chắn đất trên nền đất dính có các đặc trưng cơ lý như sau: $\gamma = 1,8 \text{ T/m}^3$, $\varphi = 18^\circ$, $C = 2 \text{ T/m}^2$. Độ sâu đặt móng ở phía trước tường $h_m = 2\text{m}$. Áp suất đáy móng có các giá trị sau: $p = 20,84 \text{ T/m}^2$ và $t = 5,85 \text{ T/m}^2$.

- 1) Hãy kiểm tra sự trôi đất về phía trước tường.
- 2) Tính tải trọng giới hạn (t_{gh}'' , p_{gh}'') của nền đất đó.

GIẢI

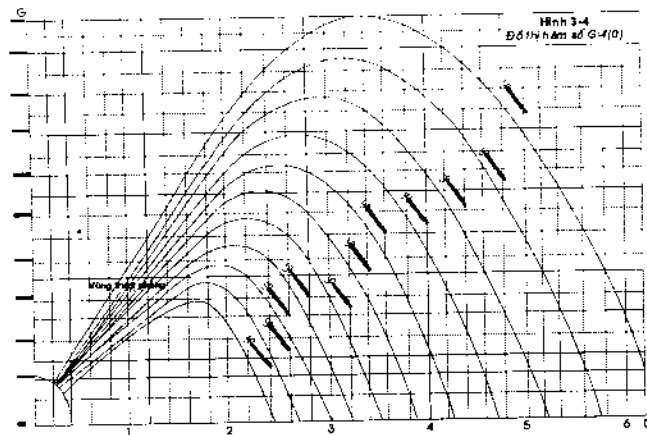
- 1) Kiểm tra trôi đất.

- Theo đồ thị hình 3-4, vẽ đường quan hệ $G_{gh} = f(D_{gh})$ ứng với $\varphi = 18^\circ$, (Hình 3-6).
- Từ biểu thức (3-7) (3-8), lần lượt tính ra G_A , D_A ứng với $t = 5,85 \text{ T/m}^2$ và $p = 20,84 \text{ T/m}^2$;

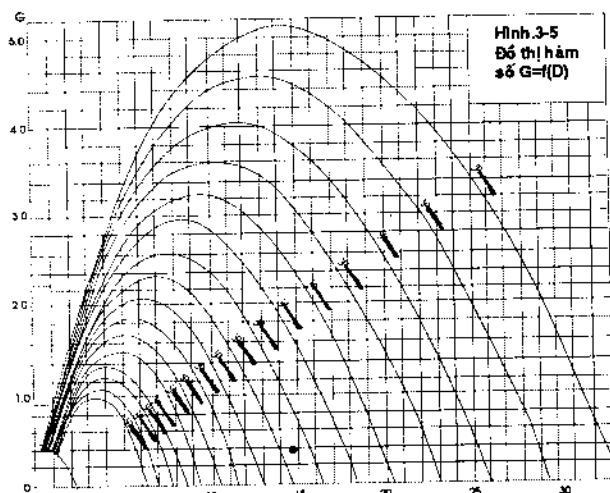
$$G_A = \frac{t}{q + C \cdot \cot g\varphi} = \frac{5,85}{1,8 \cdot 2 + 2 \cdot 3,08} = \frac{5,85}{9,76} = 0,6;$$

$$D_A = \frac{p + C \cdot \cot g\varphi}{q + C \cdot \cot g\varphi} = \frac{20,84 + 2 \cdot 3,08}{1,8 \cdot 2 + 2 \cdot 3,08} = \frac{27}{9,76} = 2,77.$$

- Đặt các giá trị G_A , D_A vừa tìm được lên hình 3-6, xác định được điểm A nằm trong đường cong $G_{gh} = f(D_{gh})$ điều đó chứng tỏ dưới tác dụng của tải trọng đã cho, nền đất còn đủ an toàn về cường độ.



Hình 3-4

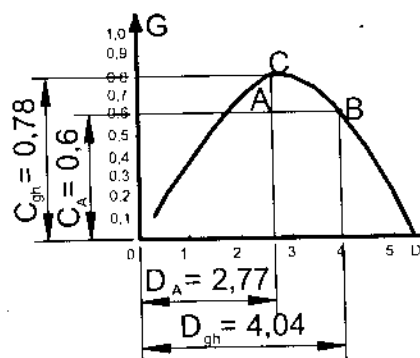


Hình 3-5

2) Tính tải trọng giới hạn.

Kéo dài các đường song song với trục OD và OG qua điểm A, chúng sẽ cắt đường cong $G_{gh} = f(D_{gh})$ tại B và C, xác định các giá trị của D_{gh} và G_{gh} ;

$D_{gh} = 4,04$; $G_{gh} = 0,78$.



Hình 3-6

Thay D_{gh} và G_{gh} vừa tìm được vào biểu thức (3-7), (3-8) sẽ có:

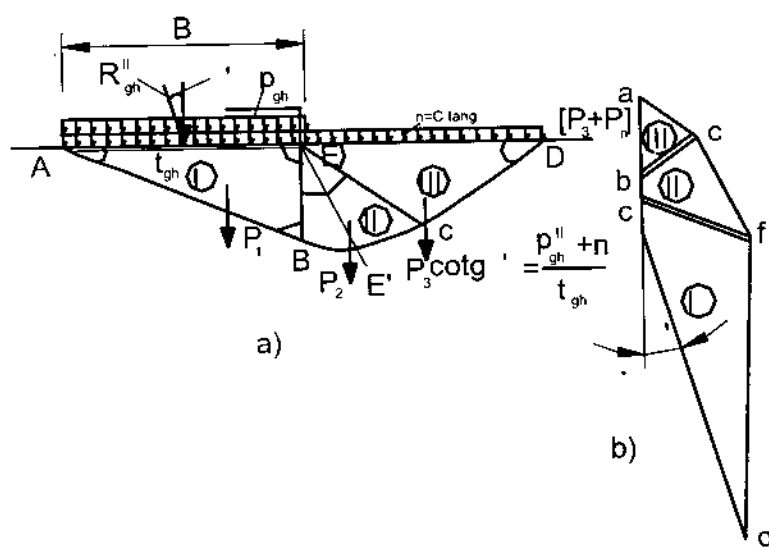
$$t_{gh}'' = (q + C \cdot \cot g \varphi) G_{gh} = 9,76 \cdot 0,78 = 7,6 \text{ T/m}^2$$

$$p_{gh}'' = (q + C \cdot \cot g \varphi) D_{gh} - C \cdot \cot g \varphi = 9,76 \cdot 4,04 - 6,16 = 39,40 - 6,16 = 33,24 \text{ T/m}^2$$

Chú ý: Trong tính toán thực tế có thể dùng giấy bóng mờ áp lên các hình 3-4 hoặc 3-5 để kiểm tra sự trôi đất và xác định tải trọng giới hạn như cách làm vừa trình bày ở trên.

2. Tính toán áp suất giới hạn của đất nền theo phương pháp cân bằng giới hạn cố thể.

Phương pháp này thường giả thiết trước dạng mặt trượt, sau đó coi khối đất trong phạm vi mặt trượt như những cố thể chịu tác dụng của các lực, kể cả trọng lượng bản thân của chúng, và trạng thái cân bằng giới hạn chỉ xảy ra trên mặt trượt. (Hình 3-7).



Hình 3-7

Sơ đồ tính toán và đa giác lực (P.P.VhiuG)

Khi toàn bộ khối lăng thể trượt đạt trạng thái cân bằng giới hạn thì từ điều kiện đa giác lực khép kín hoặc điều kiện tổng mômen của các lực tác dụng bằng không mà suy ra tải trọng giới hạn của nền bằng phương pháp đồ giải hoặc giải tích.

Phương pháp VniiG nêu trong QP - 20 - 64 [10] cho xác định được tải trọng giới hạn phân bố đều thẳng đứng và nằm ngang trong trường hợp nền đất đồng nhất.

Phương pháp này giả thiết trước mặt trượt có dạng nêu trên hình 3-7a.

Đoạn AB xác định bởi góc v . Tính theo biểu thức (3-11) hoặc theo đồ thị hình 3-8.

$$\frac{1}{2} \cot g \delta = \frac{\sin^2 v + \cos^2 (\varphi - v)}{\sin 2v + \sin 2(\varphi - v)} \quad (3-11)$$

- Đoạn EB xác định bởi góc $\alpha = 90^\circ + \varphi - v$, vì góc ABE = $90^\circ - \varphi$
- Đoạn EC xác định bởi góc $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ làm với đường ED và bởi phương trình đường xoắn ốc lôgarit.

$$EC = r = r_0 \cdot e^{\theta \tan \varphi} \quad ; \quad (3-12)$$

Trong đó:

$$\theta = \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} + v \quad ; \quad (3-13)$$

$$r_0 = \overline{EB} = B \frac{\sin v}{\cos \varphi} \quad ; \quad (3-14)$$

- Đoạn CD xác định bởi góc $45^\circ - \frac{\varphi}{2}$ với đường ED

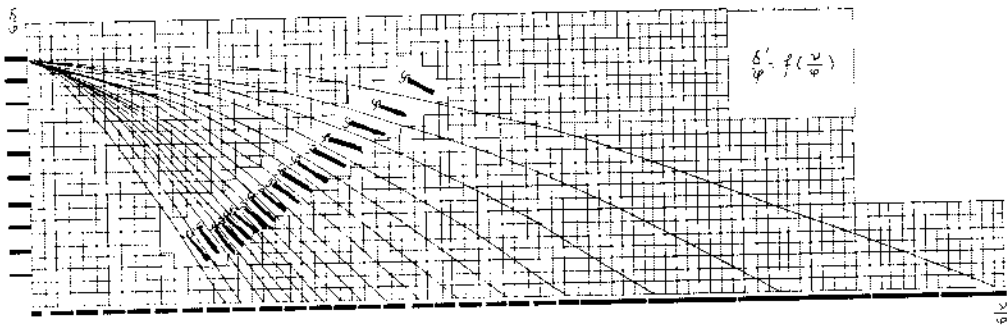
Các lực tác dụng lên ba khu I, II, III gồm có:

- Trọng lượng bản thân P_1, P_2, P_3 của ba khu, lần lượt được tính theo các biểu thức sau:

$$P_1 = (\text{dtABE} \times 1) \gamma = \frac{\gamma B^2}{2} \cdot \frac{\sin \alpha \cdot \sin v}{\cos \varphi} \quad (3-15)$$

$$P_2 = (\text{dtBEC} \times 1) \gamma = \frac{\gamma B^2}{2} \cdot \left[\frac{\sin^2 v}{\sin^2 \varphi} (e^{2\theta \tan \varphi} - 1) \right] \quad (3-16)$$

$$P_3 = (\text{dtECD} \times 1) \gamma = \frac{\gamma B^2}{2} \cdot \frac{\sin^2 v}{\cos \varphi} \cdot e^{2\theta \tan \varphi} \quad (3-17)$$



Hình 3-8

Đồ thị dùng để xác định góc v

Chú thích: Các đường quan hệ $\frac{\delta''}{\varphi} = f\left(\frac{v}{\varphi}\right)$ ứng với $\varphi = 6^\circ, 8^\circ, 10^\circ \dots$ được lập từ biểu thức:

$$\frac{6+n}{2\tau} = \frac{1}{2} \cot g \delta = \frac{\sin^2 v + \cos^2 (\varphi - v)}{\sin 2v + \sin 2(\varphi - v)} \quad ; \text{ trong tài liệu tham khảo.}$$

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHÁN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

- Các phản lực tác dụng lên ba khu, làm với pháp tuyến của những mặt trượt, góc φ .

Các lực tác dụng trên mặt đất gồm có:

Tải trọng giới hạn R''_{gh} tác dụng đúng tâm và làm với pháp tuyến của mặt đáy móng một góc bằng δ .

Nếu nền là đất dính, theo nguyên lý về trạng thái tương đương của Caquot [26], trên mặt đất còn có áp suất dính n có giá trị bằng (hình 3-9).

$n = C \cdot \cotg \varphi$ vậy tổng lực dính tác dụng lên khu III có giá trị bằng P_n :

$$P_n = n \cdot \overline{ED}$$

$$\text{Trong đó } \overline{ED} = 2r \cdot \cos \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right); \quad (3-18)$$

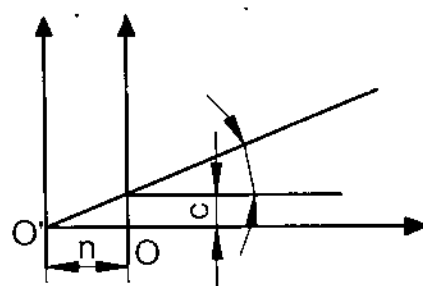
Hình 3-9 biểu thị nội dung về trạng thái tương đương qua đường quan hệ giữa cường độ chống cắt của đất với áp suất pháp tuyến.

Khi ba khu đạt trạng thái cân bằng giới hạn thì đa giác các lực tác dụng lên chúng khép kín (hình 3-7b)

Từ đó, xác định được R''_{gh} và

$$P''_{gh} = \frac{R''_{gh}}{B} \cdot \cos \delta' - n; \quad (3-19)$$

$$t''_{gh} = \frac{R''_{gh}}{B} \cdot \sin \delta'; \quad (3-20)$$



Hình 3-9

Chú ý: Trường hợp đất nền là đất rời, trên mặt đất không có tải trọng phân bố đều n và khu III không có lực P_n , do đó trong biểu thức (3-19) cũng không có n .

CHƯƠNG IV

TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH VÀ CƯỜNG ĐỘ CỦA TƯỜNG CHẮN

4.1. KHÁI NIỆM

Việc tính toán ổn định và cường độ của tường chắn nhằm mục đích xác định kích thước mặt cắt tường hợp lý và bảo đảm sự làm việc bình thường của công trình.

Nội dung tính toán ổn định bao gồm việc đánh giá tình hình làm việc chung của tường với nền đất, thuộc phạm vi nghiên cứu của môn cơ học đất nền móng.

Nội dung tính toán cường độ bao gồm việc chọn được mặt cắt tường và bố trí cốt thép hợp lý trong thân tường, thuộc phạm vi nghiên cứu của môn kết cấu bê tông cốt thép.

Tuỳ theo tính chất và đặc điểm của “đất - đá” nền khác nhau, nội dung tính toán ổn định của nền và công trình cũng khác nhau.

Trường hợp nền tường chắn là đất, khả năng mất ổn định về cường độ của nền có thể là trượt phẳng, trượt sâu hoặc trượt hỗn hợp, tuỳ theo tổ hợp tác dụng của tải trọng thẳng đứng và nằm ngang lên công trình và tuỳ theo cấu trúc địa chất của nền.

Nếu nền tường chắn là đá, đặc biệt loại đá có cường độ chống nén lớn thì dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thẳng đứng và nằm ngang, công trình chỉ có thể bị trượt theo mặt nền (trượt phẳng) hoặc bị mất ổn định về vị trí (lật quanh mép đáy móng phía trước tường) nếu tường chắn tương đối cao. Nếu nền thuộc loại “nửa đá” bị phong hoá mạnh, nứt nẻ nhiều hoặc có cấu tạo lớp, xen kẽ bởi những lớp kẹp sét yếu, thì dưới tác dụng của tải trọng ngoài nền có thể bị phá hoại theo những mặt yếu đó.

4.2. TÍNH TOÁN ỔN ĐỊNH CỦA TƯỜNG CHẮN

1. Trường hợp nền đất.

Trước khi kiểm tra cường độ của nền và ổn định của tường chắn cần phải dự đoán trước khả năng xảy ra hình thức mất ổn định về cường độ của nền.

Theo những kết quả nghiên cứu lý thuyết và thí nghiệm mô hình, hình thức mất ổn định về cường độ của nền không những chỉ phụ thuộc vào tải trọng ngoài tác dụng mà còn tuỳ thuộc vào cường độ và tính thoát nước của đất nền.

Căn cứ vào những kết quả nghiên cứu mô hình P.D.EVDOKIMOV [27] đã dùng khái niệm chỉ số mô hình N để đặc trưng cho điều kiện chuyển đổi từ hình thức phá hoại nền này sang hình thức phá hoại nền khác.

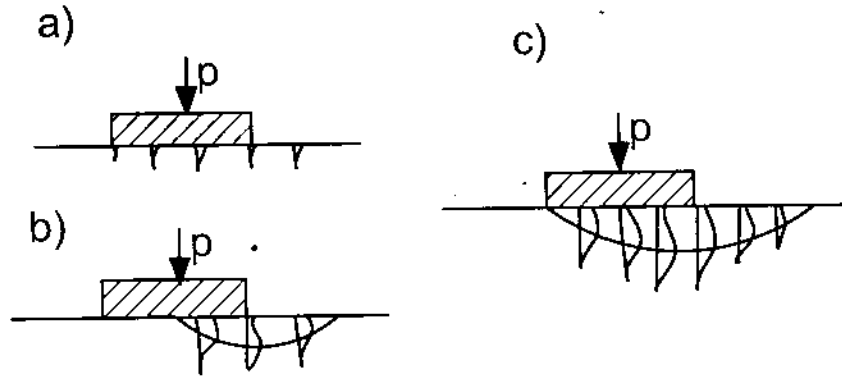
$$N = \frac{p}{B\gamma}; \quad (4-1)$$

Trong đó: p - áp suất pháp trung bình tại mặt đáy móng;

B - Chiều rộng mặt đáy móng.

γ - Trọng lượng đơn vị thể tích của đất nền.

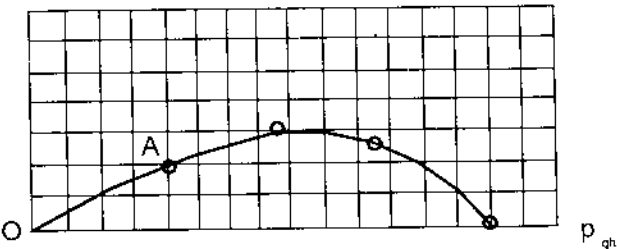
Dưới tác dụng của tải trọng thẳng đứng và nằm ngang, khi giá trị của chỉ số mô hình còn nhỏ hơn hay bằng một trị số giới hạn nào đấy ($N \leq N_{lg}$), sự phá hoại đất nền chỉ xảy ra ngay tại mặt tiếp xúc giữa đáy móng và nền, gây ra trượt phẳng (hình 4-1a); khi $N > N_{lg}$, sự phá hoại đất nền phát triển sâu xuống hình thành trượt hỗn hợp (hình 4-1b) và khi N có giá trị quá lớn thì mặt trượt tiếp tục lan rộng tới khi bao phủ toàn bộ chiều rộng đáy móng hình thành trượt sâu (hình 4-1c) vì khi đó chủ yếu do tác dụng của tải trọng thẳng đứng.



Hình 4-1
Các hình thức mất ổn định

Hình 4-2 cho biểu đồ sức chịu tải của nền đất rời. \$t_{gh}\$ nên vẽ được từ kết quả thí nghiệm bàn nén ở hiện trường, vừa chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng và nằm ngang.

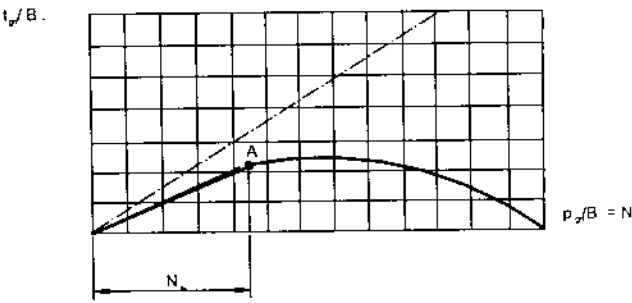
Từ hình 4-2 thấy rằng, biểu đồ quan hệ \$t_{gh} \sim P_{gh}\$ có đoạn đầu OA là thẳng, trong phạm vi đó, các cặp \$t_{gh}, P_{gh}\$ tương ứng chỉ có thể gây ra trượt phẳng, tiếp đó, biểu đồ quan hệ \$t_{gh} \sim P_{gh}\$ có dạng đường cong, trong phạm vi đó các cặp \$t_{gh}, P_{gh}\$ tương ứng, chỉ có thể gây ra trượt hỗn hợp, và cuối cùng khi \$t_{gh} = 0\$ (điểm B), tức bàn nén chỉ chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng thì khi đó \$P_{gh}\$ gây ra trượt sâu.



Hình 4-2
Biểu đồ sức chịu tải của nền đất rời

Nếu muốn xác định giá trị giới hạn của chỉ số mô hình (\$N_{th}\$) để chỉ có khả năng xảy ra trượt phẳng thì có thể từ kết quả thí nghiệm trên, vẽ ra đường cong quan hệ \$\frac{t_{gh}}{B\gamma} \sim \frac{P_{gh}}{B\gamma} = N\$ (hình 4-3)

Từ hình vẽ thấy rằng phạm vi giới hạn của đoạn thẳng OA xác định giá trị của \$N_{th}\$. Theo nghiên cứu của P.Đ.EVDÔKIMOV thì khi \$N \le N_{th}\$, \$t_{gh}\$ không phụ thuộc chiều rộng bàn nén hay chiều rộng móng mà chỉ phụ thuộc vào áp suất thẳng đứng \$p\$ và tính chất của đất nền; nhưng khi \$N > N_{th}\$ thì \$t_{gh}\$ chẳng những phụ thuộc vào áp suất thẳng đứng \$p\$ và tính chất của đất nền mà còn phụ thuộc chiều rộng móng. Mặt khác, từ kết quả thí nghiệm cũng thấy rằng hệ số góc



Hình 4-3
Biểu đồ tổng quát về sức chịu tải của nền cát

của đường quan hệ \$\frac{t_{gh}}{B} \sim \frac{P_{gh}}{B\gamma}\$ ứng với các chiều rộng khác nhau của bàn nén và ứng với các

loại cát có thành phần hạt khác nhau ứng với một độ chặt nhất định nào đó, luôn luôn có giá trị tương đối ổn định. Từ đó có thể cho phép dùng giá trị \$N_{th}\$ xác định từ một số thí nghiệm bàn nén có chiều rộng khác nhau đặt trên một số loại đất cát ứng với độ chặt thường gặp để làm tiêu chuẩn chung phán đoán khả năng xảy ra trượt phẳng đối với nền đất cát thực tế. Khi không có điều kiện thí nghiệm mô hình thì QP. 20 – 64 cho phép lấy \$N_{gh} = 3\$.

Trường hợp đất dính, do cường độ chống thì cắt nói chung nhỏ, mặt khác tính thoát nước kém so với cát vì vậy dưới tác dụng của tải trọng ngoài, muốn cho móng công trình chỉ có khả năng xảy ra trượt phẳng thì ngoài việc phải thoả mãn điều kiện về chỉ số mô hình như đối với đất cát, còn phải thoả mãn điều kiện về cường độ và tính thoát nước, có như vậy mới không phát sinh vùng biến dạng dẻo trong nền.

Để đặc trưng cho tính chống cắt và tính thoát nước của đất dính, QP 20 – 64 đã dùng hệ số chống cắt $\text{tg}\psi$ và hệ số cố kết δ . Vậy trường hợp nền đất dính, chỉ cần kiểm tra ổn định về trượt phẳng của công trình nếu như:

$$\delta = \frac{k}{a(1 + \varepsilon_1)\gamma_n} \geq 1.10^7 \text{ cm}^2 / \text{năm}; \quad (4-2)$$

$$\text{tg}\psi = \text{tg}\varphi + \frac{C}{p} \geq 0,45; \quad (4-3)$$

đồng thời phải thoả mãn điều kiện về chỉ số mô hình như đối với đất rời.

Chú ý rằng hệ số cố kết δ của đất sét thường có giá trị khoảng $1.10^7 \text{ cm}^2/\text{năm}$, và $\text{tg}\psi = 0,45$ ở đây có giá trị đúng bằng hệ số góc của đường quan hệ $\frac{t}{B\gamma} \sim \frac{p}{B\gamma}$ vẽ được từ kết quả thí nghiệm mô hình bàn nén đối với nền đất cát do PD.EVĐÔKIMOV tiến hành.

a) Kiểm tra ổn định của tường chắn đặt trên nền đồng nhất.

Nền đất được gọi là đồng nhất khi trong phạm vi độ sâu bằng một lần hoặc lớn hơn chiều rộng móng công trình, chỉ tồn tại một loại đất, có thành phần hạt, độ chặt - độ ẩm và đặc trưng φ , c thực tế tương tự nhau.

Theo những kết quả nghiên cứu ở phần trên, vì tường chắn vừa chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng và nằm ngang, nên nền tường thường có hai khả năng phá hoại là trượt phẳng và trượt hỗn hợp; khi công trình chỉ chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng thì mới có khả năng xảy ra trượt sâu.

Để kiểm tra ổn định của tường chắn vẫn dùng một hệ số an toàn biểu thị bởi biểu thức (1-21) đã nêu ở chương I, nhưng tùy theo hình thức mất ổn định của nền khác nhau mà biểu thức của Φ và P cũng khác nhau.

α - Trường hợp trượt sâu.

Trường hợp này, giá trị Φ nói chung được tính theo các phương pháp tính toán dựa trên lý luận cân bằng giới hạn điểm hoặc lý luận cân bằng giới hạn cố thể như đã nêu ở tiết 3-3.

Ví dụ 4-1.

Cho một móng công trình có chiều rộng $B = 10\text{m}$, đặt trên một nền đất dính đồng nhất, có góc ma sát trong tiêu chuẩn $\varphi^c = 10^\circ$, lực dính đơn vị tiêu chuẩn $C^c = 1 \text{ T/m}^2$, trọng lượng đơn vị thể tích đáy nổi tiêu chuẩn $\gamma_{\text{đn}}^c = 1 \text{ T/m}^3$.

Móng công trình chịu một tải trọng đứng tâm thẳng đứng $p = 120 \text{ T/m}$. Hãy kiểm tra sự ổn định của công trình.

GIẢI

Dùng phương pháp VNIIG đã nêu ở tiết 3-3 để tính Φ trong biểu thức 1-21. Lấy một đơn vị chiều dài móng để tính.

1. Xác định mặt trượt

Khu 1 – Trường hợp này chọn $\delta = 0$ nên $v = 45'' + \frac{\varphi''}{2} = 45'' + \frac{10''}{2} = 50''$

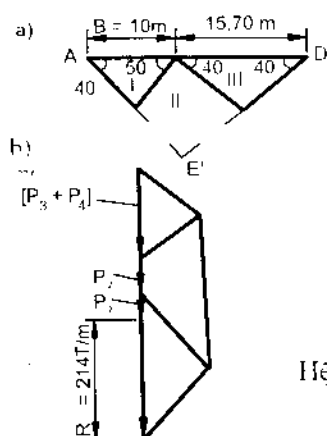
góc $\widehat{ABE} = \frac{\pi}{2} - \varphi'' = 90'' - 10'' = 80''$;

Vậy $\alpha = 180'' - (v + \widehat{ABE}) = 180'' - (50'' + 80'') = 50''$;

Từ đó xác định được khu 1.

Khu 2 – Tính $EC = r$ theo công thức (3-12)

$$r = 10 \cdot \frac{0,7660}{0,9848} \times e^{1,57 \cdot 0,176} = 7,80 \times 1,318 = 10,25 \text{ m};$$



Hình 4-4

Hệ mặt trượt và đa giác lực tương ứng để xác định R_{gh}

Trong đó $\theta = 1,57 \text{ rad}$, được tính theo biểu thức (3-14)

Khu 3 – Tính $45'' - \frac{\varphi''}{2} = 45'' - \frac{10''}{2} = 40''$

Từ biểu thức (3-18), tính ra \overline{ED}

$$\overline{ED} = 2 \cdot 10,25 \cdot \cos 40'' = 15,70 \text{ m}.$$

Theo kết quả trên, vẽ được ba khu nêu trên hình 4-4a.

2. Tính các trị số cần thiết.

Tính P_1, P_2, P_3 theo các biểu thức (3-15) (3-16) (3-17)

$$P_1 = \frac{1 \cdot 10^2}{2} \cdot \frac{0,766 \cdot 0,766}{0,9848} = 29,70 \text{ T/m}$$

$$P_2 = \frac{1 \cdot 10^2}{2} \cdot \frac{0,766^2}{0,342} (e^{1,57 \cdot 0,176} - 1) = 63 \text{ T/m}$$

$$P_3 = \frac{1 \cdot 10^2}{2} \cdot \frac{0,766^2}{0,985} \cdot 1,733 = 51,8 \text{ T/m}$$

$$\text{Tính } P_n = n \cdot \overline{ED} = \frac{1}{0,1763} \cdot 15,70 \approx 89 \text{ T/m}$$

$$P_3 + P_n = 51,8 + 89 + 140,8 \text{ T/m} \approx 141 \text{ T/m}$$

3. Vẽ đa giác lực (hình 4-4b).

Kết quả: $R_{gh} = P_{gh} = 214 \text{ T/m}$;

$\Phi = P_{gh} - n.B = 214 - 56,7 = 157,3 \text{ T/m}$.

Vậy hệ số an toàn ổn định k_1 bằng:

$$k_1 = \frac{157,3}{120} = 1,31;$$

Nếu công trình này thuộc cấp II, được tính toán với tổ hợp cơ bản của tải trọng thì theo bảng 1-9, $[k_1] = 1,2$.

Vậy $k_1 > [k_1]$ - công trình ổn định.

β - Trường hợp trượt phẳng.

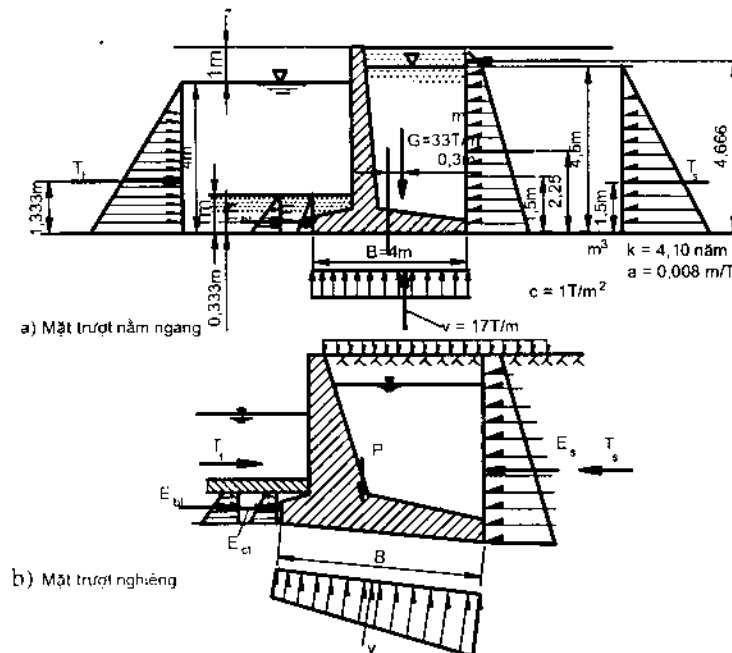
Tuỳ theo cấu tạo mặt đáy tường khác nhau, mặt trượt phẳng có thể nằm ngang (hình 4-5a) hoặc nghiêng (hình 4-5b). Khi tính toán hệ số an toàn ổn định, các lực tác dụng lên tường, đều được chiếu trên mặt trượt.

Trường hợp mặt trượt nằm ngang:

$$k_1 = \frac{(P - U) \operatorname{tg} \varphi^{ct} + E_{nt} + B.C^{ct}}{(T_s + E_s) - (T_t + E_{ct})}; \quad (4-4)$$

Trường hợp mặt trượt nghiêng:

$$k_1 = \frac{[P \cdot \cos \beta + (T_w + E_s - T_t - E_{nt}) \sin \beta - U] \operatorname{tg} \varphi^{ct} + E_{nt} \cdot \cos \beta + \frac{B_N}{\cos \beta} C^{ct}}{\cos \beta [(T_s + E_s) - (T_t - E_{ct} + P \operatorname{tg} \beta)]} \quad (4-5)$$



Hình 4-5

Sơ đồ tính toán trong trường hợp trượt phẳng

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

B_N – hình chiếu của chiều rộng móng tường lên mặt phẳng ngang (m);

P – tổng tải trọng thẳng đứng trong mặt phẳng tính toán (T/m);

U – tổng phản áp lực của nước trong mặt phẳng tính toán, có chiều từ dưới lên, vuông góc với mặt phẳng tính toán (T/m);

E_{bt} – áp lực bị động có ép trôi của đất ở phía trước tường (T/m);

E_{ct} – áp lực chủ động của đất ở phía trước tường xác định theo công thức của áp lực đất lên tường chắn (T/m);

E_s – áp lực tính toán của đất tác dụng ở lưng tường xác định theo chỉ dẫn nêu trong tiết 2-4; (T/m);

T_s, T_t – lần lượt là các thành phần nằm ngang của các lực khác tác dụng ở phía sau và phía trước tường (T/m);

Chú ý: 1) khi tính E_{bt} , cần xét tới độ sâu đặt móng h_m ở phía trước tường.

a) Nếu $h_m \leq 0,2 \cdot \frac{P_{th}}{\gamma}$, E_{bt} được tính theo phương pháp cân bằng giới hạn cố thể, với hệ số áp lực hông lấy bằng 1; trong trường hợp này, xem như chuyển vị ngang của tường về phía trước chưa đủ lớn để hình thành trạng thái cân bằng giới hạn bị động trong khối đất phía trước tường.

b) Nếu $h_m > 0,2 \cdot \frac{P_{th}}{\gamma}$, E_{bt} được tính theo phương pháp cân bằng giới hạn điểm (ví dụ phương pháp đồ giải, giải tích). (P_{th} – áp suất trung bình đáy móng).

2) Khi xác định áp lực tính toán các tác dụng trên lưng tường E_s , cần chú ý rằng nếu tường chắn không phải là một bộ phận của kết cấu bền và không tựa chống vào các công trình khác, có thể lấy áp lực tính toán E_s bằng áp lực chủ động của đất lên tường E_{ct} , vì trong trường hợp này, xem như chuyển vị của tường về phía trước do tác dụng của lực đẩy của đất đắp đủ hình thành trạng thái cân bằng giới hạn chủ động trong khối đất đắp sau tường.

3) Làm mặt đáy tường nghiêng về phía đất đắp làm tăng tính ổn định chống trượt của tường: góc nghiêng β càng lớn, tính ổn định càng tăng (hình 4-5b). Nhưng trên thực tế, không nên cấu tạo đáy tường nghiêng quá 10° ($\beta \leq 10^\circ$) khi nền là đất thông thường, vì khi làm như vậy dễ có khả năng cả tường cùng đất nền bị trượt.

Ví dụ 4-2

Cho một tường chắn đất xây trên một nền đất dính đồng nhất, có các đặc trưng cơ lý cần thiết nêu trên hình 4 – 5a. Với sơ đồ tính toán đó, hãy xác định hình thức mất ổn định của nền và xem công trình có ổn định không? Cho biết $[k_1] = 1,3$.

GIẢI

I – Tính áp suất đáy móng.

· Tính các lực tác dụng (hình 4-5a)

Áp lực nước ở phía sau và phía trước tường.

$$T_s = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H_t^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,4,5^2 = 10,125 \text{ T/m};$$

$$T_t = \frac{1}{2} \gamma_w \cdot H_t^2 = \frac{1}{2} \cdot 1,4^2 = 0,98 \text{ T/m};$$

Áp lực đất ở phía sau và phía trước tường:

$$E_{s1} = \frac{1}{2} \gamma_{bh} \cdot 0,5^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 1,8 \cdot 0,25 \cdot 0,333 = 0,075 \text{ T/m};$$

$$E_{s2} = \gamma_{bh} \cdot 0,5 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) H_s = 1,8 \cdot 0,5 \cdot 0,333 \cdot 4,5 = 1,35 \text{ T/m};$$

$$E_{s3} = \frac{1}{2} \gamma_{dn} \cdot H_s^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 4,5^2 \cdot 0,333 = 2,70 \text{ T/m};$$

$$E_{ct} = \frac{1}{2} \gamma_{dn} \cdot H_m^2 \cdot \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\varphi}{2} \right) = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 1^2 \cdot 0,333 = 0,133 \text{ T/m};$$

$$E_{bt} = \frac{1}{2} \gamma_{dn} \cdot h_m^2 \lambda_b = \frac{1}{2} \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 1 = 0,4 \text{ T/m};$$

- Tính độ lệch tâm e.

$$e = \frac{\sum M}{\sum P} = \frac{E_{s1} \cdot 4,666 + E_{s2} \cdot 2,25 + E_{s3} \cdot 1,5 + T_s \cdot 1,59 + U \cdot 0,30 - G \cdot 0,3 - E_{ct} \cdot 0,333 - T_t \cdot 1,333}{G - U}$$

$$= \frac{0,35 + 3,04 + 4,05 + 15,2 + 5,1 - 9,9 - 0,044 - 10,65}{16} = \frac{27,740 - 20,594}{16} = \frac{7,146}{16} = 0,446 \text{ m}.$$

$$\text{Vậy } e < \frac{B}{6} = 0,666$$

- Tính áp suất đáy móng.

$$P_{\max}^{\min} = \frac{G - U}{B} \left[1 \pm \frac{6e}{B} \right] = \frac{33 - 17}{4} \left[1 \pm \frac{6 \cdot 0,446}{4} \right] = 4 [1 \pm 0,67]$$

$$P_{\max} = 6,70 \text{ T/m}^2$$

$$P_{\min} = 1,33 \text{ T/m}^2$$

2. Kiểm tra hình thức mất ổn định về cường độ của nền. Tính

$$N = \frac{P_{\max}}{B \gamma_{dn}} = \frac{6,70}{4 \times 1} = 1,67 < 3;$$

$$\delta = \frac{k}{a(1 + \varepsilon_1) \gamma_n} = \frac{4,10}{0,008(1 + 0,7) \cdot 1} = \frac{4,10}{0,008 \cdot 1,7} = 2,94 \cdot 10^3 \text{ m}^2/\text{năm} > 10^3 \text{ m}^2/\text{năm}$$

$$\tan \psi = \tan \varphi + \frac{C}{p} = \tan 20^\circ + \frac{1}{\frac{6,70 + 1,33}{2}} = 0,364 + \frac{1}{4} = 0,364 + 0,25 = 0,614 > 0,45.$$

Kết luận tường có khả năng xảy ra trượt phẳng.

3. Đánh giá mức độ ổn định về cường độ của nền.

Trường hợp này, tổng các lực giữ chủ động bằng:

$$\sum T_g = T_t + E_{ct} = 8 + 0,133 = 8,133 \text{ T/m}^2;$$

và tổng các lực gây trượt chủ động bằng:

$$\Sigma T_1 = T_s + E_s = 10,125 + 0,075 + 1,35 + 2,70 = 14,25 \text{ T/m};$$

Vậy $\Sigma T_g = 0,57$. ΣT_1 , do đó phải tính hệ số an toàn ổn định theo công thức (4-4')

$$k_1 = \frac{(G - U) \gamma \varphi^w + E_{th} + B.C^w + T_t}{T_s + E_s} = \frac{16.0,364 + 0,4 + 4.1 + 8}{14,25} = \frac{5,83 + 0,4 + 4 + 8}{14,25} = \frac{18,23}{14,25} = 1,28.$$

Vậy $k_1 < [k_1] \rightarrow$ công trình chưa đủ mức độ ổn định.

γ - Trường hợp trượt hỗn hợp.

Hình 4-6 biểu thị sơ đồ tính toán trong trường hợp trượt hỗn hợp. Khi đó, biểu thức tính hệ số an toàn ổn định như sau:

$$k_1 = \frac{(p.tg\varphi^w + C^w)B_2 + t_{gh}.B_1}{(T_s + E_s) - (T_t + E_{ct})}; \quad (4-6)$$

Trong đó:

B_1 -- Giá trị tính toán phần chiều rộng đáy móng xảy ra trượt sâu (m).

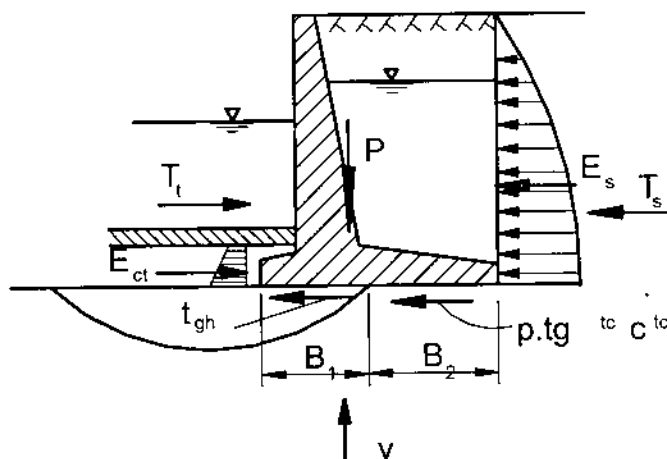
B_2 -- Giá trị tính toán phần chiều rộng đáy móng xảy ra trượt phẳng (m);

t_{gh} -- ứng suất tiếp giới hạn tại phần đáy móng xảy ra trượt sâu (T/m^2);

p - áp suất pháp trung bình tính toán trên nền, có giá trị bằng $p = \frac{P - U}{B}$ (T/m^2);

các ký hiệu khác, tương tự như trong biểu thức (4-4) (4-5).

Để xác định phần chiều rộng móng nằm trong phạm vi trượt sâu B_1 , cần chú ý rằng khi tăng dần tải trọng thẳng đứng trên móng tới một giá trị nhất định thì đất nền tại mép móng bắt đầu xuất hiện vùng cân bằng giới hạn; vùng cân bằng giới hạn này ngày càng phát triển rộng khi áp suất thẳng đứng càng tăng, tới khi đạt giá trị P_{gh} thì vùng cân bằng giới hạn ôm toàn bộ chiều rộng móng. Nếu đặt $\alpha = \frac{B_1}{B}$ và giả thiết quan hệ giữa $\alpha \sim P$ là đường thẳng thì có thể vẽ được đường này dùng để xác định B_1 . (hình 4-7)



Hình 4-6

Sơ đồ tính toán trong trường hợp trượt sâu

Cần chú ý thêm rằng, khi đất nền có cường độ tương đối lớn, đặc trưng bởi điều kiện $\operatorname{tg}\varphi \geq 0,45$ thì áp suất pháp phải đạt một giá trị tương ứng với $\left(N_{th} = \frac{P}{B\gamma} \rightarrow p_{th} = N_{th} \cdot B\gamma \right)$, trong đất nền mới bắt đầu xuất hiện vùng cân bằng giới hạn, do đó trong trường hợp này có đường quan hệ $\alpha \sim p$ nêu trên hình 4-7a. Còn khi đất nền có $\operatorname{tg}\varphi < 0,45$, thì đường $\alpha \sim p$ đi qua gốc toạ độ (hình 4-7b).

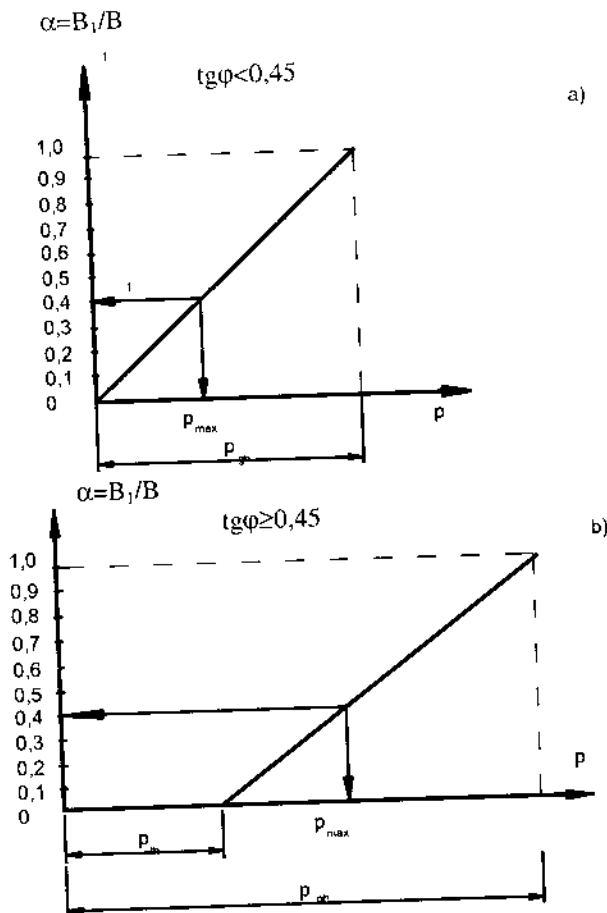
Nếu tổng hợp lực tác dụng lên đáy móng công trình thuỷ lợi dâng nước nói chung lệch tâm về phía hạ lưu sẽ gây bất lợi cho công trình về mặt tính ổn định, do đó cần xét tới ảnh hưởng này khi tính toán. Theo QP 20-64, ảnh hưởng bất lợi này được xét tới bằng cách thay thế chiều rộng thực thể B của đáy móng bằng chiều rộng tính toán B^* có giá trị bằng:

$$B^* = B - 2e$$

và áp suất pháp tác dụng lên chiều rộng móng tính toán B giả thiết là phân bố đều, có giá trị bằng:

$$B = \frac{P}{B^*}$$

Trong trường hợp trượt hỗn hợp, để xét tới ảnh hưởng này, QP 20-64 quy định phải thay thế B_1, B_2 trong biểu thức (4-6) bằng B_1^* và B_2^* với $B_1^* = \alpha_1 \cdot B^*$, trong đó α_1 được xác định theo áp suất đáy móng lớn nhất p_{\max} (Hình 4-7).



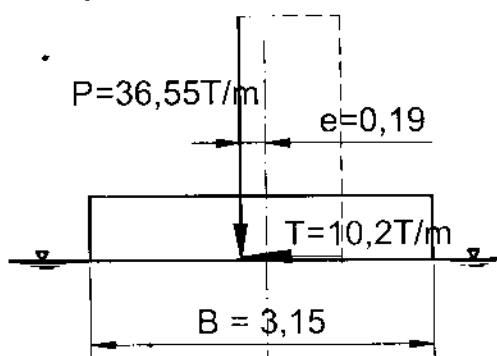
Hình 4-7

Đồ thị dùng để xác định phần chiều rộng móng B_1 nằm trong phạm vi trượt sâu

Ví dụ 4-3.

Cho một tường chắn đất trọng lực, có chiều rộng móng $B = 3,15\text{m}$ với các lực đã tính toán được như trên hình 4-8. Tường đặt trên một nền đất đồng nhất, có các đặc trưng cần thiết để tính toán nêu trên hình vẽ.

Hãy kiểm tra lại nền đất xem tường đó có ổn định không.



Hình 4-8

Sơ đồ lực và các số liệu cần để tính toán

GIẢI

1. Phán đoán hình thức mất ổn định của nền

Tính áp suất đáy móng tường:

$$p_{\max}^{\min} = \frac{36,55}{3,15} \left[1 \pm \frac{6 \cdot 0,19}{3,15} \right]$$

$$P_{\max} = 15,8 \text{ T/m}^2; P_{\min} = 7,45 \text{ T/m}^2;$$

$$t = \frac{10,2}{3,15} = 3,25 \text{ T/m}^2;$$

Tính toán chỉ số mô hình:

$$N = \frac{15,8}{3,15 \cdot 0,95} = 5,25 > 3;$$

Vậy nền tường chắn này có thể bị trượt hỗn hợp.

2. Xét sự ổn định về cường độ của nền công trình:

Tính hệ số an toàn ổn định theo công thức sau:

$$k_1 = \frac{(p \cdot \operatorname{tg} \varphi^{tc} + C^{tc}) B_2^* + t_{gh} \cdot B_1^*}{(T_s + E_s) - (T_t + E_{ct})}; \quad (4-7)$$

a) Xác định B_1^* và B_2^*

$$B^* = B - 2e = 3,15\text{m} - 2 \cdot 0,19\text{m} = 2,77\text{m};$$

$$B_1^* = \alpha_1 \cdot B$$

Để xác định α_1 , cần vẽ quan hệ α - p .

$$\text{Tính } \operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi + \frac{C}{p}, \text{ trong đó } p = \frac{P_{\max} + P_{\min}}{2} = 11,62 \text{ T/m}^2$$

Để xác định α_1 , cần vẽ quan hệ $\alpha \sim p$.

Tính $tg\psi = tg\varphi + \frac{C}{p}$, trong đó $p = \frac{p_{\max} + p_{\min}}{2} = 11,62 \text{ T/m}^2$

$$tg\psi = tg16^\circ + \frac{1,5}{11,62} = 0,287 + 0,129 = 0,416 < 0,45;$$

Đường quan hệ $\alpha \sim p$ đi qua gốc toạ độ.

* Xác định p_{gh}

- Vẽ mặt trượt.

$$\text{Khu 1} - \text{vì } \delta = 0 \text{ nên } v = 45^\circ + \frac{\varphi''}{2} = 53^\circ;$$

$$\text{Góc ABE} = \frac{\pi}{2} - \varphi'' = 74^\circ;$$

$$\delta = 180^\circ - (53^\circ + 74^\circ) = 53^\circ;$$

Khu 2 - Tính r theo công thức (3-12) được :

$$r = 4,12 \text{ m.}$$

với $\theta = 1,57 \text{ rad.}$

$$\text{Khu 3} - \text{Tính } \frac{\pi}{4} - \frac{\varphi''}{2} = 37^\circ$$

$$\overline{ED} = 2r \cos\left(45^\circ - \frac{\varphi''}{2}\right) = 2 \cdot 4,12 \cdot \cos 37^\circ = 2 \cdot 4,12 \cdot 0,7986 = 6,57 \text{ m} \approx 6,60 \text{ m}$$

Từ kết quả trên vẽ được các mặt trượt thuộc ba khu biểu thị trên hình 4-9a.;

- Tính các trị số cần thiết.

$$P_1 = 3,135 \text{ T/m; } P_2 = 8,32 \text{ T/m; } P_3 = 7,74 \text{ T/m;}$$

$$P_n = 34,5 \text{ T/m; } P_3 + P_n = 42,24 \text{ T/m;}$$

- Vẽ đa giác lực (hình 4-9b)

Kết quả: $R_{gh} = P_{gh} = 83 \text{ T/m;}$

$$\rho_{gh} = \frac{P_{gh}}{B} - n = \frac{83}{3,15} - 5,24 = 21,16 \text{ T/m}^2;$$

Vẽ đường quan hệ $\alpha \sim p$ và xác định B_1^*, B_2^* (hình 4-9c) kết quả $\alpha_1 = 0,74$;

$$B_1^* = \alpha_1 \cdot B^* = 0,74 \cdot 2,77 = 2,05 \text{ m;}$$

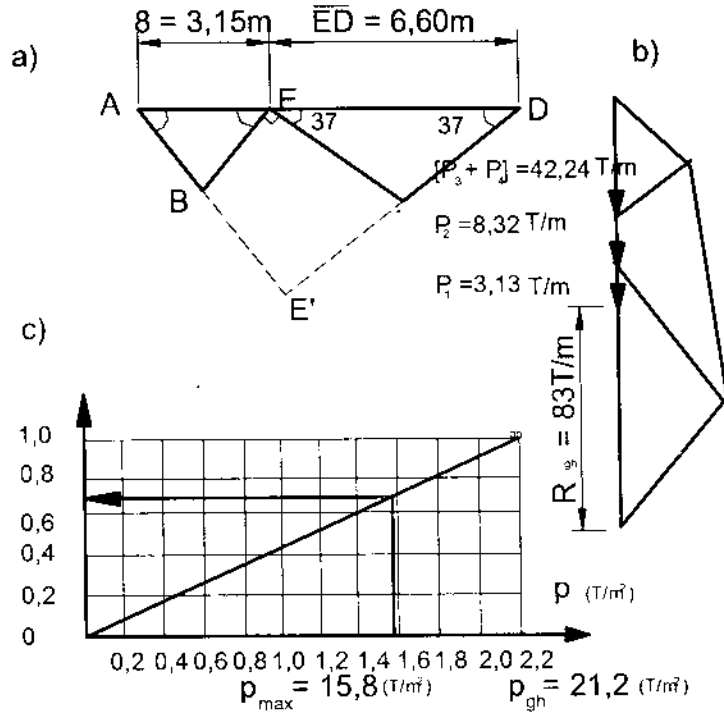
$$B_2^* = B^* - B_1^* = 2,77 - 2,05 = 0,72 \text{ m;}$$

b) Xác định t_{gh}

Trong phạm vi trượt sâu, đã biết áp suất pháp có giá trị bằng:

$$\rho_{tb} = \frac{\rho_{\max} + \rho_{\min}}{2} \cdot \frac{B}{B^*} = \frac{15,8 + 7,4}{2} \cdot \frac{3,15}{2,77} = 13,2 \text{ T/m}^2;$$

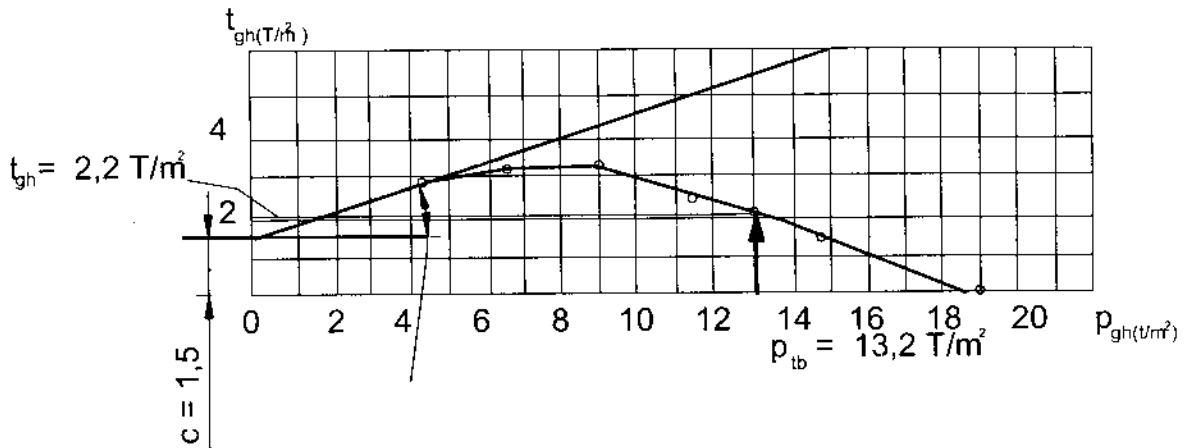
Cần tìm t_{gh} ứng với giá trị $\rho_{tb} = 13,2 \text{ T/m}^2$ để trong phạm vi chiều rộng B_1^* của móng, nền đất xảy ra trượt sâu.



Hình 4-9

Kết quả xác định tải trọng giới hạn và giá trị α_1

Muốn vậy, cần vẽ được đường quan hệ $t_{gh} \sim \rho_{gh}$, rồi đặt $\rho_{tb} = 13,2 \text{ T/m}^2$ lên trục hoành, từ đó dóng lên sẽ xác định được t_{gh} tương ứng (hình 4-10)



Hình 4-10

Đường quan hệ $t_{gh} \sim \rho_{gh}$ và cách xác định t_{gh} ứng với một giá trị ρ_{tb} biết trước

Để vẽ đường quan hệ $t_{gh} \sim \rho_{gh}$ giả thiết trước một số các góc δ , rồi ứng với mỗi góc δ xác định được một cặp giá trị $t_{gh} \sim \rho_{gh}$. Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng 4-1.

Từ kết quả tính toán trong bảng 4-1, vẽ đường quan hệ $t_{gh} \sim \rho_{gh}$, (hình 4-10); từ đó tìm được $t_{gh} = 2,20 \text{ T/m}^2$.

c) Tính hệ số k_1 theo biểu thức (4-7):

$$k_1 = \frac{(13,2 \cdot 0,287 + 1,5) \cdot 0,72 + 2,2 \cdot 2,05}{10,2} = 0,82.$$

Trường hợp này $k_1 < 1$ vậy không bảo đảm điều kiện ổn định về cường độ của nền.

Bảng 4-1

δ°	0	4	8	12	14	15
δ/φ^{tc}	-	0,25	0,5	0,75	0,875	0,937
v/φ^{tc}	-	2,75	2,12	1,42	0,95	0,65
v''	53	44	34	22°40'	15°10'	10°20'
α''	53	62	72	83°20'	90°50'	95°40'
$\theta <_{rad}^{di}$	90	81	71	59°40'	52°10'	47°20'
	1,57	1,41	1,24	1,04	0,91	0,82
$\sin \alpha$	0,799	0,883	0,951	0,993	0,999 \approx 1	0,995
$\sin v$	0,799	0,695	0,559	0,385	0,262	0,179
$\sin^2 v$	0,64	0,483	0,312	0,148	0,069	0,032
$e^0 \cdot \operatorname{tg} \varphi^{tc}$	1,57	1,50	1,43	1,35	1,30	1,26
$e^{20} \cdot \operatorname{tg} \varphi^{tc}$	2,47	2,25	2,04	1,82	1,69	1,59
$r_n(m)$	1,61	1,40	1,13	0,78	0,53	0,36
$r(m)$	2,53	2,10	1,615	1,05	0,69	0,45
$\overline{ED} (m)$	4,05	3,36	2,59	1,68	1,105	0,72
$P_1(T/m)$	1,33	1,27	1,10	0,79	0,54	0,37
$P_2(T/m)$	3,54	2,27	1,18	0,46	0,18	0,07
$P_3(T/m)$	3,28	2,26	1,32	0,56	0,24	0,106
$p_n(T/m)$	21,20	17,60	11,35	8,80	5,50	3,77
$R_{gh}(T/m)$	50	41	34	30	25,5	21
$P_{gh}(T/m^2)$	19,3	15	11,6	9,1	6,7	4,6
$t_{gh}(T/m^2)$	0	1,4	2,3	3,3	3	2,7

b) Kiểm tra ổn định của tường chắn đặt trên nền không đồng nhất

Nếu trong phạm vi chiều sâu của nền kể từ mặt đáy móng bằng chiều rộng móng mà đất nền không đồng nhất, thì nền đó được coi là không đồng nhất.

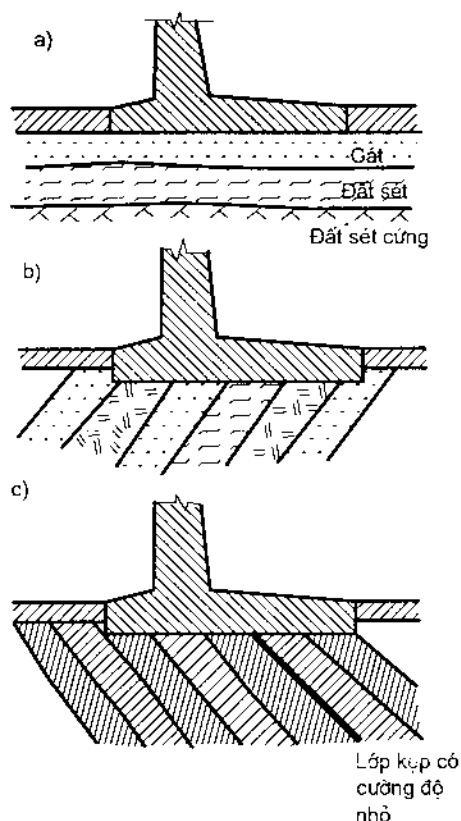
Nền không đồng nhất có nhiều dạng khác nhau tùy theo cấu trúc địa chất của nền, hoặc là thành lớp nằm ngang (hình 4-11a), thành lớp nghiêng (hình 4-11b, c) hoặc là hỗn hợp gồm những lớp đất có phương khác nhau, đặc biệt là có những thấu kính xen vào v.v...

Như đã biết, dưới tác dụng của tổ hợp tải trọng thẳng đứng và nằm ngang lên công trình cứng, nền không đồng nhất nói chung có thể xuất hiện ba hình thức mất ổn định của nền. Song theo QP20-64, chỉ lấy trượt phẳng là trượt sâu làm trường hợp tính toán để đánh giá tính ổn định về cường độ của nền.

Để phán đoán hình thức mất ổn định về cường độ của nền không đồng nhất, QP.20-64 quy định chỉ kiểm tra theo sơ đồ trượt phẳng đối với bất kỳ cấu trúc địa chất nào của nền không đồng nhất, nếu trong nền đó chỉ bao gồm đất cát và đất hòn lớn khi điều kiện về chỉ số mô hình được thoả mãn, tức là:

$$N = \frac{P_{\max}}{B \cdot \gamma} \leq N_{th} ;$$

Trường hợp nền gồm các loại đất dính thì ngoài việc thoả mãn điều kiện về chỉ số mô hình như đã nêu trên, còn đồng thời phải thoả mãn hai điều kiện (4-2) và (4-3). Đối với các trường hợp còn lại, nói chung đều phải đồng thời kiểm tra theo cả hai sơ đồ trượt phẳng và trượt sâu trong đó sơ đồ tính toán được chọn ứng với hệ số an toàn nhỏ hơn.



Hình 4-11

Sơ đồ các loại nền không đồng nhất

Nếu công trình chỉ chịu tác dụng của tải trọng thẳng đứng thì với bất kỳ cấu trúc địa chất nào của nền không đồng nhất đều chỉ cần kiểm tra theo sơ đồ trượt sâu.

Khi kiểm tra ổn định của nền và công trình theo sơ đồ trượt phẳng, thì vẫn dùng biểu thức (4-4) như trường hợp nền đồng nhất nhưng nếu với sơ đồ nền nêu trên hình 4-11b, thì phải chọn giá trị tính toán của những thông số cường độ chống cắt $tg\varphi_{bq}^{tc}$ và C_{bq}^{tc} như sau:

$$tg\varphi_{bq}^{tc} = \frac{\sum_{i=1}^n B_i \cdot tg\varphi_i^{tc}}{B} ; \quad (4-8)$$

$$C_{bq}^{tc} = \frac{\sum_{i=1}^n B_i \cdot C_i^{tc}}{B} ; \quad (4-9)$$

Trong đó:

φ_i^{tc} - góc ma sát trong tiêu chuẩn của mỗi tầng đất;

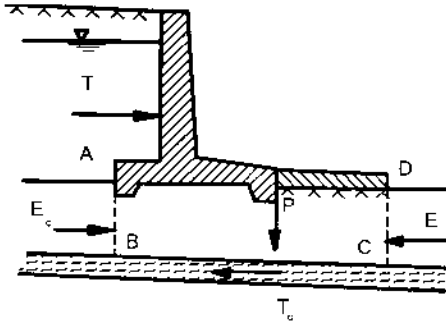
C_i^{tc} - lực dính đơn vị tiêu chuẩn của mỗi tầng đất;

B_i - chiều dày của mỗi tầng đất theo phương mặt trượt;

B - chiều rộng của móng công trình.

Khi kiểm tra ổn định của nền và công trình theo sơ đồ trượt sâu thì tùy theo từng trường hợp cụ thể của cấu trúc địa chất của nền có thể dùng phương pháp mặt trượt trụ tròn hoặc mặt trượt gãy khúc.

Việc kiểm tra ổn định về cường độ của nền theo phương pháp mặt trượt trụ tròn, có thể tham khảo trong các tài liệu có liên quan [26].



Hình 4 – 12

Sơ đồ tính toán trượt sâu trong trường hợp đất nền có lớp kẹp yếu

Việc kiểm tra theo phương pháp mặt trượt gãy thì tùy theo cấu trúc địa chất của nền (có lớp kẹp yếu) mà có thể chọn trước mặt trượt có thể xảy ra để kiểm tra. Hình 4-12 là một kiểu sơ đồ tính toán. Trong trường hợp này, khối đất ABCD được coi như một “cố thể” chịu tác dụng của các lực gây trượt T do áp lực nước và E_c do áp lực đất gây ra. T được tính theo công thức của áp lực thủy tĩnh, còn E_c có thể được tính theo công thức của áp lực đất chủ động. Các lực chống trượt gồm có lực T_0 tác dụng trên mặt trượt BC có giá trị bằng:

$$T_0 = f \cdot P + C \quad (4-10)$$

Trong đó:

f – hệ số ma sát giữa hai tầng đất.

P – trọng lượng của toàn bộ công trình và khối đất trượt ABCD;

C – Tổng lực dính tác dụng lên mặt BC, có giá trị bằng $C = C \cdot \overline{BC}$, với C – lực dính đơn vị giữa hai tầng đất

và E – áp lực bị động có ép trời với hệ số áp lực hông lấy bằng 1.

Nếu tường chắn đặt trên đỉnh mái đất thiên nhiên hoặc nhân tạo, không đồng nhất, thì còn phải kiểm tra thêm sự ổn định chung của cả công trình và nền. Việc tính toán được tiến hành theo phương pháp mặt trượt trụ tròn hoặc các phương pháp khác đã được nêu trong qui phạm về đập đất QP.TL 6-70 [28].

Ngoài ra như tiết 1-3 đã nêu trường hợp tường chắn xây dựng trên nền đất, còn cần phải kiểm tra biến dạng của nền tường, vì trong nhiều trường hợp độ lún của đáy móng tường cũng gây trở ngại cho sự làm việc của các kết cấu phần trên và toàn bộ công trình tường chắn nói chung. Việc tính độ lún và độ nghiêng của tường chắn có thể thực hiện theo chỉ dẫn nêu trong QP.20-64.

2. Trường hợp nền đá

Nói chung nền đá có cường độ lớn, do đó dưới tác dụng của tổ hợp các tải trọng thẳng đứng và nằm ngang, sự mất ổn định chung về cường độ của nền tường chắn thường xảy ra dưới dạng trượt phẳng.

Để kiểm tra cường độ của nền và sự ổn định của tường chắn, vẫn dùng biểu thức chung (1-21) với hệ số an toàn cho phép lấy theo bảng 1-9.

Theo sơ đồ tính toán nêu trên hình 4-13, biểu thức để xác định hệ số an toàn ổn định là:

$$k_1 \frac{(P - U)f_t + C_t \cdot B}{T_s - E_s - T_t} \quad (4-11)$$

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Trong đó: f_t , C_t – các đặc trưng của cường độ chống trượt giữa đáy tường chắn với nền, lấy theo bảng 4-2.

Bảng 4-2. Trị số tính toán của các thông số chống trượt

Đặc trưng của đất nền	f_t	C_t (T/ m ²)
Nền đá nhóm I, thực tế không bị phong hoá, nứt nẻ rất ít, thấm nước yếu, chắc, có các vết nứt được nhét chất kết dính;	0,75	40
Nền đá nhóm I, thực tế không bị phong hoá, nứt nẻ ít, thấm nước yếu, chắc;	0,70	30
Nền đá nhóm I, phong hoá yếu có nứt nẻ, thấm nước trung bình, cường độ trung bình và yếu; nền đá nhóm II, thực tế không bị phong hoá, có nứt nẻ, thấm nước trung bình, cường độ trung bình và yếu.	0,65	20
<i>Chú thích:</i> 1. Bảng phân loại đá được nêu trong bảng 4-3 2. Khi có những nghiên cứu ở hiện trường, thì các trị số f_t , C_t nêu trong bảng sẽ được lấy chính xác thêm		

Bảng 4-3. Phân loại “đất - đá” theo địa chất công trình

Nhóm “đất đá” theo phân loại địa chất công trình	Nhóm “Đất, đá” Thuộc nguồn gốc								
	Mác - ma			Biến chất		Trầm tích			
	Toàn tinh hạt vừa và lớn	Toàn tinh hạt nhỏ và hạt lớn hoặc dạng poecphia	Ẩn tinh, poecphia chặt	Dạng khối	Dạng phiến	Mảnh vụn	Sét	Nguồn gốc hữu cơ và sinh hoá	Trầm tích phun xuất
Nhóm I Đá, có cường độ chống nén tức thời lớn hơn 400kG/cm ²	Granit- Siênit- Granô-diôrit; Diôrit Gabbro	Granit-poecphia; granit nhỏ hạt poecphia siênit Poecphia; grano-diôrit poecphia-rit-diôrit Poecphia-rit-gab-bro	poecphia thạch anh; lip arit poecphia trachit Poecphia-rit thạch anh; daxit poecphia; ritandê-zit Diabaz; bazan	Căm thạch quaczit	Gonai; phiến thạch kết tinh	Sa thạch alêyrôlit và cuội kết có chất kết dính silicat hoặc cacbonat	-	đá vôi silice; dolômit	
Nhóm II “Nửa đá” có cường độ chống nén tức thời 50-400 kG/cm ²	Những đá thuộc nhóm I, có những chỉ tiêu tính chất cơ lý thấp do tính nứt nẻ và phong hoá					Sa thạch và cuội kết có chất kết dính sét	Phiến thạch sét; argilit	Đá vôi dolômit sét mác-nơ; đá phấn; đá silic	Tro núi lửa “đất đá” có nguồn gốc tro núi lửa (đám kết và cuội kết sa thạch và alo viôlit)

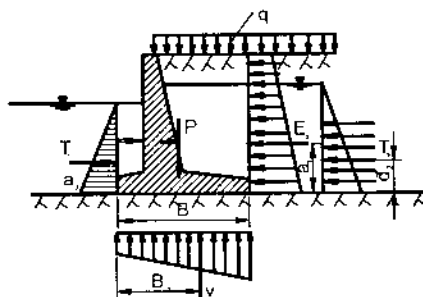
Nhóm “đất đá” theo phân loại địa chất công trình	Nhóm “Đất, đá” Thuộc nguồn gốc								
	Mác - ma			Biến chất		Trầm tích			
	Toàn tinh hạt vừa và lớn	Toàn tinh hạt nhỏ và hạt lớn hoặc dạng poocphia	Ẩn tinh, poocphia chặt	Dạng khối	Dạng phiến	Mảnh vụn	Sét	Nguồn gốc hữu cơ và sinh hoá	Trầm tích phun xuất
Nhóm III Đất rời	-	-	-	-	-	Cát, sỏi, cuội	-	-	-
Nhóm IV Đất dính mềm	-	-	-	-	-	-	sét, á sét, á cát, đất hoàng thổ	-	-
Nhóm V “đất đá” có thành phần trạng thái và tính chất đặc biệt	-	-	-	-	-	Cát chảy; bùn cát; “Đất - đá” Kỹ bốn dùng làm đất đắp nhân tạo	đất sét muối hoá; bùn sét	Than bùn; đất trồng; thạch cao; anhydrit; muối mỏ	-

Nếu công trình (tường chắn) tương đối cao, hệ số an toàn ổn định về trượt tương đối lớn, còn cần phải kiểm tra ổn định về vị trí tức là ổn định về lật của tường chắn quanh mép đáy móng phía hạ lưu công trình.

Hệ số an toàn ổn định về lật được tính theo biểu thức (1-22) đã nêu, trong đó: (Hình 4-13).

$$\sum M_k = P.B_1 + T_1.a_3;$$

$$\sum M_l = E_s.a_1 + T_s.a_2 + U.B_2$$



Hình 4-13

Sơ đồ tính toán ổn định của tường chắn trên nền đá

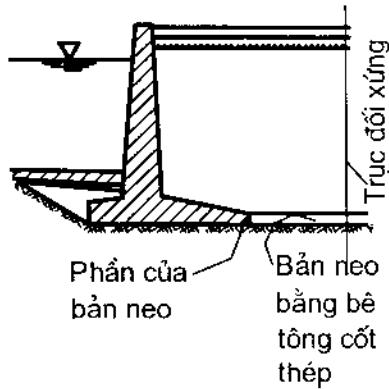
Với hệ số an toàn ổn định về lật cho phép được lấy theo bảng 1-10

Khi tính toán ổn định của tường chắn còn cần phải tùy theo đặc điểm làm việc của tường mà chọn sơ đồ và nội dung tính toán thích hợp.

Ví dụ, khi thiết kế tường chắn đặt trên nền đất, trong đa số trường hợp đều bảo đảm ổn định về lật do đó kích thước tường được xác định bởi điều kiện ổn định về trượt (trượt phẳng, trượt hỗn hợp) như đã nêu trên.

Tuy nhiên khi tường chắn là một bộ phận của công trình, phía trước tường có tựa chống chắc chắn không cần phải tính toán ổn định về trượt phẳng hoặc trong những trường hợp riêng không phải tính toán ổn định về trượt cùng với một phần nền. Trong trường hợp này, kích thước của tường được xác định bởi tính ổn định về lật và bởi điều kiện đã cho về phân bố ứng suất đáy móng.

Nếu tường chắn là một bộ phận nối tiếp của đập hoặc nhà của trạm thủy điện với công trình đất, trong phạm vi bản móng tường phía thượng và hạ lưu có thể liên kết bởi bộ phận neo đặc biệt (hình 4-14), do đó trong trường hợp này cũng không phải tính toán ổn định về trượt. Tuy nhiên đối với loại tường này vẫn phải bảo đảm sao cho áp suất đáy móng tường không phá hoại cường độ và ổn định của nền tường.



Hình 4-14
Tường chắn có bản neo liên kết với bản móng

Mặt khác cũng cần chú ý thêm rằng trong các biểu thức (4-4) (4-5) và (4-11), các số hạng trên tử số biểu thị tải trọng giới hạn tác dụng lên tường chắn và các số hạng dưới mẫu số biểu thị tải trọng tính toán (lấy bằng giá trị tiêu chuẩn) tác dụng lên tường. Nếu lấy theo ý nghĩa khác, các số hạng ở tử số đặc trưng cho các lực giữ tường khỏi bị trượt, còn các số hạng ở mẫu số đặc trưng cho các lực tác dụng lên tường, gọi là các lực chủ động, trong đó T_s , E_s được gọi là các lực chủ động gây trượt và T_p , E_p được gọi là các lực giữ chủ động. Nếu như các lực chủ động tác dụng lên tường chỉ là những lực gây trượt hoặc khi tổng lực giữ chủ động nhỏ hơn nhiều tổng lực gây trượt, thì dùng ba biểu thức nêu trên, để kiểm tra ổn định của nền và tường chắn là thoả đáng. Nhưng nếu tổng các lực giữ chủ động quá lớn so với tổng các lực gây trượt chủ động, ví dụ vượt 50%, thì phải xếp tổng các lực giữ chủ động vào loại lực giữ, tức là đặt chúng trên tử số, do đó, các biểu thức (4-4) và (4-11) được viết lại như sau:

Trường hợp nền đất:

$$k_1 = \frac{(P - U) \gamma g \varphi^{tc} + E_{bt} + B.C^{tc} + T_t}{T_s + E_s} ; \tag{4-4'}$$

Trường hợp nền đá:

$$k_1 = \frac{(P - U) f_t + C_t.B + T_t}{T_s + E_s} ; \tag{4-11'}$$

Ngoài ra, cần chú ý thêm rằng, trong các biểu thức tính hệ số an toàn ổn định về cường độ, các số hạng trên tử số có chứa các đặc trưng cường độ chống cắt ($f = \text{tg}\varphi$, C) của “đất - đá”, nền, thường được xác định bằng thí nghiệm trong phòng (hoặc ở hiện trường) theo phương pháp cắt nhanh, cắt chậm hoặc cắt nhanh cố kết tùy theo điều kiện làm việc cụ thể của khối “đất đá” nền. Nhưng nếu khối “đất đá” nền có tính từ biến dưới tác dụng của tải trọng thì tùy theo tầm quan trọng của tường chắn được thiết kế, trong nhiều trường hợp cần phải xác định bằng thí nghiệm đặc trưng cường độ chống cắt lâu dài của “đất-đá”, dùng để tính toán. Có như vậy mới có thể tránh được sự cố do hiện tượng từ biến của “đất-đá” gây ra như một số tường chắn đã bị hư hỏng và đổ vỡ trước đây.

4.3. TÍNH TOÁN CƯỜNG ĐỘ CỦA BẢN THÂN TƯỜNG CHẮN

1. Tường chắn bằng bê tông:

Tường chắn bằng bê tông bao gồm hai phần: phần đáy móng và phần thân tường.

Trong thiết kế thông thường phần móng được chọn với kích thước nhỏ nhất để tránh xảy ra trường hợp công sôn ở phía trước. Trong trường hợp này có thể sản sinh ứng suất kéo lớn trong phần thân tường bởi vì toàn bộ thể tích của tường chắn bê tông trọng lực được xác định chủ yếu là do điều kiện chống lật và chống trượt.

Theo quy phạm (QP.TL. C-2-75), tính toán cường độ của các cấu kiện bê tông tùy theo từng trường hợp mà có thể xét đến hoặc không xét đến sự làm việc của vùng chịu kéo.

a) Trường hợp không xét đến sự làm việc của bê tông vùng kéo.

Tiêu chuẩn thiết kế tường chắn các công trình thủy công TCXD.57-73 quy định đối với những tường chắn cấp I và II được phép tính toán không xét đến vùng chịu kéo của bê tông, tức là cho phép xuất hiện khe nứt. (Điều 3-24a). Trong trường hợp này khả năng chịu lực của tường chắn được xác định bởi điều kiện ổn định về lật tại bất kỳ mặt cắt ngang nào do sự loại trừ vùng kéo của bê tông và điều kiện về ứng suất ở mép biên vùng nén.

α - Xác định kích thước tường chắn theo điều kiện ổn định về lật.

Điều kiện ổn định về lật tại mặt cắt ngang nào đấy của thân tường được xác định bởi công thức:

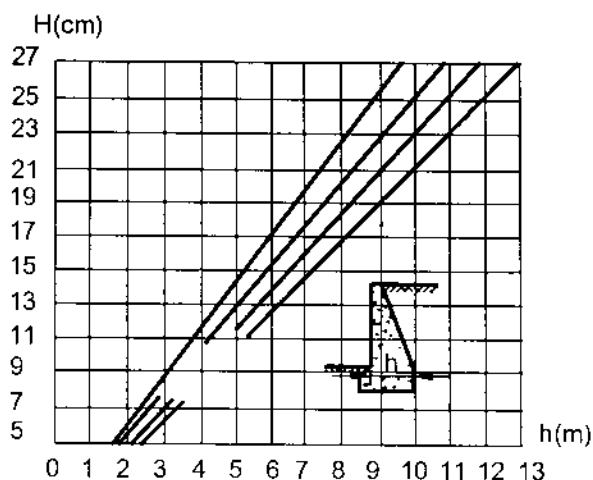
$$\frac{\sum M_s}{\sum M_1} \geq [K_2] ; \quad (4-12)$$

Trong đó : $\sum M_1$, $\sum M_s$ lần lượt là tổng các mômen lật và giữ của tất cả các loại tải trọng tác dụng lên mặt cắt tính toán lấy đối với mép biên vùng nén (điểm lật).

$[K_2]$: Hệ số an toàn về lật (cho ở bảng 1-10).

Để giảm bớt khối lượng tính toán kỹ sư E.I.Kajkova đã xây dựng đường quan hệ giữa chiều dày của thân tường h và chiều cao toàn bộ H của tường (Hình 4-15).

Đồ thị trên hình 4-15 có thể dùng để xác định chiều dày thân tường chắn bằng bê tông số hiệu 150 và 200 là những loại bê tông thường dùng trong các tường chắn cấp I và II và tựa trên vùng đất không dính có các hệ số ma sát trong khác nhau [26].



Hình 4-15

Quan hệ giữa chiều dày h và chiều cao H của tường chấn cấp II và III

β - Xác định kích thước tường chấn theo điều kiện về ứng suất.

Nội dung tính toán là xác định ứng suất lớn nhất ở mép biên vùng nén, và so sánh với cường độ giới hạn. “Quy phạm thiết kế kết cấu bê tông và bê tông cốt thép thủy công QP.TL. C-2-75 phân biệt 2 trường hợp sau đây:

- Đối với những công trình không bị tác dụng của nước xâm thực và không bị áp lực nước việc tính toán cường độ dựa trên giả thiết biểu đồ ứng suất vùng nén có dạng chữ nhật. (Hình 4-16a). Công thức tính toán như sau:

$$n.N \leq m_{kc}.R_n.b(h - 2e_o)^* \quad (4-13)$$

Trong đó:

N – tổng các lực thẳng đứng tác dụng lên mặt cắt tính toán (bao gồm trọng lượng bản thân tường thành phần thẳng đứng của áp lực đất kể từ mặt cắt tính toán trở lên);

n – hệ số vượt tải. (Xem qui phạm QP.TL.C-2-75);

m_{kc} – hệ số kiên cố. (Xem qui phạm QP.TL.C-2-75);

b – chiều rộng tiết diện thân tường, lấy bằng 1 mét;

e_o - độ lệch tâm của lực N; được xác định bởi công thức

$$e_o = \frac{M}{N} \quad ; \quad (4-14)$$

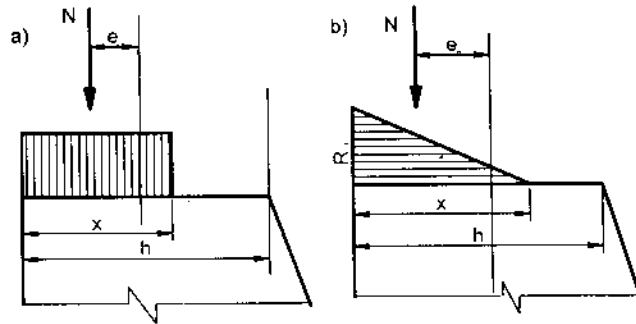
M – Tổng mômen lấy đối với trung tâm tiết diện tính toán do tất cả các lực thẳng đứng và nằm ngang;

R_n - cường độ tính toán chịu nén khi uốn của bê tông;

h – chiều dày thân tường (chiều cao tiết diện tính toán).

Đối với những công trình quan trọng chịu tác dụng của nước xâm thực, điều kiện ứng suất được kiểm tra với giả thiết biểu đồ ứng suất vùng nén có dạng tam giác. Hình (4-16b).

* Công thức (4-13) được thiết lập với giả thiết trọng tâm tiết diện bê tông vùng nén trùng với điểm đặt của lực N.



Hình 4-16

Sơ đồ tính toán cường độ tường chắn bê tông.

Trên cơ sở đó công thức tính toán được thiết lập như sau:

$$\frac{2nN}{3b(0,5h - e_o)} \leq m_{kc} R_u \quad (4-15)$$

b) Trường hợp có xét đến khả năng chịu lực của vùng kéo.

Theo tiêu chuẩn TCXD.57-73, những tường chắn cấp III và IV được phép tính theo phương pháp này, tức là không cho xuất hiện khe nứt ở vùng kéo. (Điều 3-24b). Do đó đối với những loại tường chắn này không cần thiết phải kiểm tra điều kiện chống lật tại các tiết diện của thân tường.

Quy phạm QP.TL.C-2-75 quy định trong trường hợp này cần phải kiểm tra ứng suất kéo và nén tại các mép biên của tiết diện.

$$\sigma_k = \frac{nM}{W} - \frac{nN}{F} \leq m_{kc} m_h \gamma R_k ; \quad (4-16)$$

$$\sigma_n = \frac{0,8nM}{W} + \frac{N}{F} \leq m_{kc} R_u ; \quad (4-17)$$

Trong đó: W, F – Môđun kháng uốn đàn hồi và diện tích của tiết diện tính toán :

$$F = b \cdot h; \quad W = \frac{b \cdot h^2}{6} ; \quad (4-18)$$

(lấy b = 1m).

R_k - cường độ chịu kéo tính toán của bê tông;

m_h - Hệ số được quy định như sau, [1];

$$h \leq 60^{\text{cm}} - m_h = 1,0;$$

$$h \geq 500 - m_h = 0,8;$$

$$60 < h < 500 - m_h = 0,8 + \frac{10}{h} .$$

γ - hệ số chảy dẻo lấy bằng 1,75 (TCXD.41-70);

Ý nghĩa hệ số γ được giải thích như sau: các công thức (4-16) và (4-17) được thành lập theo công thức sức bền vật liệu (tức vật liệu làm việc trong giai đoạn đàn hồi) nhưng tính toán kết cấu bê tông theo trạng thái giới hạn cho phép vùng kéo biến dạng dẻo, tức là cường độ chịu kéo của bê tông lúc này tăng lên với hệ số γ .

Trường hợp tường chắn đất bê tông được bảo đảm làm việc trong giai đoạn đàn hồi thì có thể xác định ứng suất pháp σ_y theo công thức của sức bền vật liệu:

$$\sigma_y = \frac{M}{W} \pm \frac{N}{F} ; \quad (4-19)$$

Trên thực tế phần lớn các mặt bên của tường chắn không song song với nhau, cũng như tỷ số giữa chiều dày và chiều cao của tường lớn hơn 0,3, lúc này không thể dùng phương pháp sức bền vật liệu để xác định ứng suất tiếp τ và ứng suất pháp σ_x . Để xác định ứng suất σ_y , σ_x , τ_{xy} , đối với tường có mặt cắt hình thang người ta dùng phương pháp của lý thuyết đàn hồi. (Điều 3.25 TCXD 57-73).

Để giảm bớt khối lượng tính toán trong những trường hợp như thế cũng có thể dùng phương pháp gần đúng đơn giản hơn bằng cách xem σ_y phân bố theo quy luật đường thẳng và xác định bằng phương pháp sức bền vật liệu. Sau đó để tính toán τ_{xy} và σ_x dựa vào điều kiện cân bằng giới hạn trong tiết diện và quy luật phân bố đường thẳng.

Cụ thể như sau:

1. Ứng suất ở mặt sau của thân tường: (hình 4-17).

Xét một phần tử lăng trụ tam giác tại mặt sau của tường. Viết phương trình cân bằng hình chiếu ta có 2 phương trình sau đây:

$$\sum X = \sigma_x \cos \varepsilon - \sigma'_n \cos \varepsilon - \tau_{xy} \sin \varepsilon = 0.$$

$$\sum Y = -\sigma_y \sin \varepsilon + \tau_{xy} \cos \varepsilon + \sigma'_d \sin \varepsilon = 0$$

Từ đó rút ra:

$$\tau_{xy} = (\sigma_y - \sigma'_d) \operatorname{tg} \varepsilon \quad (4-20)$$

$$\sigma_x = \sigma'_n + (\sigma_y - \sigma'_d) \operatorname{tg}^2 \varepsilon \quad (4-21)$$

Trong đó: σ'_n và σ'_d - thành phần nằm ngang và thẳng đứng của áp lực chủ động của đất. áp lực thủy tĩnh có thể cho phép cộng vào các thành phần áp lực của đất.

2. Ứng suất mặt ngoài của thân tường (hình 4-18).

Từ điều kiện cân bằng:

$$\sum X = \sigma_x \cos \alpha - \tau_{xy} \sin \alpha = 0$$

$$\sum Y = -\sigma_y \sin \alpha + \tau_{xy} \cos \alpha = 0$$

ta có:

$$\tau_{xy} = \sigma_y \operatorname{tg} \alpha \quad (4-22)$$

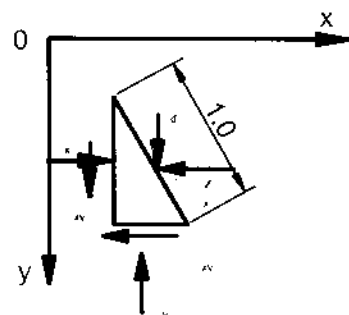
$$\sigma_x = \sigma_y \operatorname{tg}^2 \alpha. \quad (4-23)$$

Tác dụng của áp lực thủy tĩnh lên mặt ngoài có thể xác định theo các công thức sau: (H.4-19).

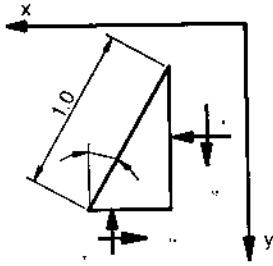
$$\tau_{xy} = (\sigma_y + W_d) \operatorname{tg} \alpha \quad (4-24)$$

$$\sigma_y = (\sigma_y + W_d) \operatorname{tg}^2 \alpha + W_n \quad (4-25)$$

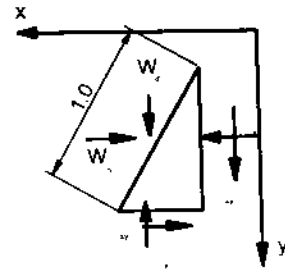
Trong đó: W_d và W_n - các thành phần thẳng đứng và nằm ngang của áp lực nước.



Hình 4-17



Hình 4-18



Hình 4-19

3. Ứng suất tại góc nối tiếp của bản đáy với mặt sau của tường.

Tại điểm này trên thực tế thành phần nằm ngang của áp lực chủ động của đất được tính theo mặt thẳng đứng của tường, còn thành phần thẳng đứng của áp lực đất được tính bằng cách cộng tác dụng cả hai thành phần lên mặt đứng của thân tường và mặt trên của bản đáy với cường độ là q , (hình 4-20).

Cũng từ phương trình cân bằng hình chiếu:

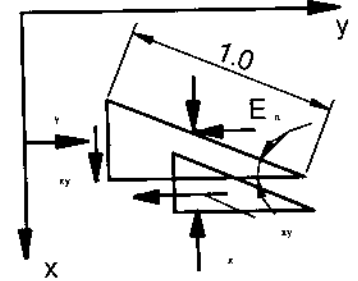
$$\sum X = -\sigma_x \cos \beta - q \cos \beta + \tau_{xy} \sin \beta = 0$$

$$\sum Y = -\sigma_y \sin \beta + \tau_{xy} \cos \beta - E_n \sin \beta = 0$$

ta có:

$$\tau_{xy} = (\sigma_y - E_n) \operatorname{tg} \beta \quad (4-26)$$

$$\sigma_x = q + (\sigma_y - E_n) \operatorname{tg}^2 \beta \quad (4-27)$$



Hình 4-20

4. Ứng suất tại góc nối tiếp của bản đáy với mặt ngoài của tường.

Với phương trình cân bằng hình chiếu (Hình 4-21)

ta có:

$$\sum X = W_d \cos \gamma - \sigma_x \cos \gamma + \tau_{xy} \sin \gamma = 0$$

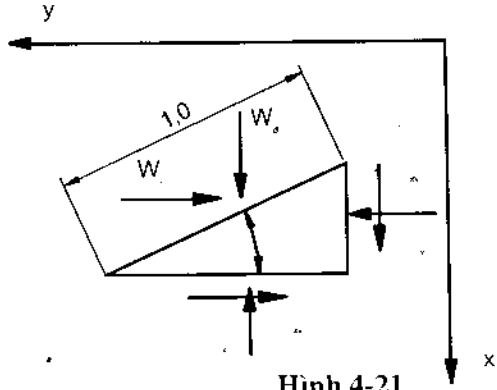
$$\sum Y = -W_n \sin \gamma - \tau_{xy} \cos \gamma + \sigma_y \sin \gamma = 0$$

Từ đó rút ra.

$$\tau_{xy} = (\sigma_y - W_n) \operatorname{tg} \gamma \quad (4-28)$$

$$\sigma_x = W_d + (\sigma_y - W_n) \operatorname{tg}^2 \gamma \quad (4-29)$$

Đối với những tiết diện tính toán trực giao với những góc trong và ngoài của các bộ phận của tường thì ứng suất τ_{xy} tại những góc này bằng không, còn ứng suất σ_x sẽ bằng không trên mặt không có lực tác dụng.

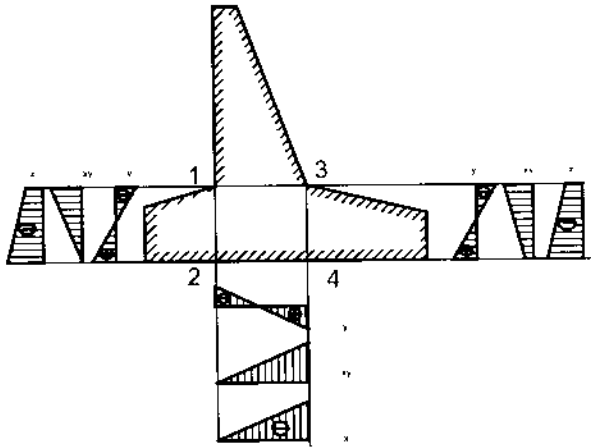


Hình 4-21

Biết ứng suất tại các điểm góc của tường ta có thể xây dựng được biểu đồ ứng suất gần đúng.

Hình 4- 22 là sơ đồ ứng suất của 3 tiết diện đặc trưng 1-2, 1-3, 3-4.

Sau khi xây dựng được sơ đồ ứng suất, cần kiểm tra xem giả thiết ứng suất tiếp phân bố theo luật đường thẳng có cho phép không. Muốn vậy cần so sánh lực cắt được xác định từ biểu đồ ứng suất với lực cắt thực tế. Nếu sai số quá 10% thì phải dùng phương pháp của lý thuyết đàn hồi để tính toán ứng suất tiếp, ít nhất cho một điểm tại mỗi tiết diện.



Hình 4-22

Sơ đồ ứng suất tại các mặt cắt của tường chắn.

Ngoài ra cũng có thể áp dụng một phương pháp khác để tính ứng suất tiếp bằng việc giả thiết một hàm gần đúng ứng suất xuất phát từ ứng suất tại các mép biên và điều kiện cân bằng lực cắt trong tiết diện. Việc lựa chọn hàm ứng suất có thể tiến hành như sau:

Giả thiết một hàm parabol bậc 2:

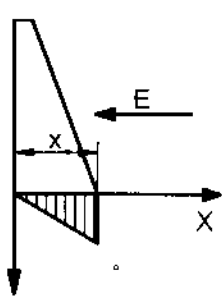
$$C = Ax^2 + Bx; \tag{4-30}$$

Từ sơ đồ ứng suất trong hình 4-23 ta có:

khi $x = x_0$ ta có : $\tau = \tau_0$ do đó:

$$\tau_0 = Ax_0^2 + Bx_0; \tag{4-31}$$

Điều kiện cân bằng ứng suất tiếp với lực cắt ngang có thể biểu thị dưới dạng:



$$E_n = \int_0^{x_0} (Ax^2 + Bx) dx ; \quad (4-32)$$

Tích phân ta có:

$$E_n = \frac{Ax_0^3}{3} + \frac{Bx_0^2}{2} \quad (4-33)$$

Hình 4-23

Sơ đồ ứng suất tiếp trong tiết diện của tường chắn

Giải hệ 2 phương trình (4-31) và (4-33) ta xác định được các hệ số:

$$A = \frac{3\tau_0 x_0 - 6E_n}{x_0^3} \quad (4-34)$$

$$B = \frac{6E_n - 2\tau_0 x_0}{x_0^2} \quad (4-35)$$

Thay chúng vào phương trình (4-30) ta xác định được hàm ứng suất tiếp tại tiết diện tính toán.

$$\tau = \frac{3\tau_0 x_0 - 6E_n}{x_0^3} x^2 + \frac{6E_n - 2\tau_0 x_0}{x_0^2} x \quad (4-36)$$

Sau khi xác định được σ_x , σ_y , τ_{xy} ta có thể xác định ứng suất chính σ_1 , σ_2 tại 1 điểm bất kỳ như sau:

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \frac{1}{2} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + 4\tau_{xy}^2} \quad (4-37)$$

Phương của ứng suất chính được biểu thị bởi các góc θ_1 và θ_2 , xác định như sau:

$$\operatorname{tg} 2\theta = \frac{2\operatorname{tg} \theta}{1 - \operatorname{tg}^2 \theta} = \frac{2\tau}{\sigma_x - \sigma_y} \quad (4-38)$$

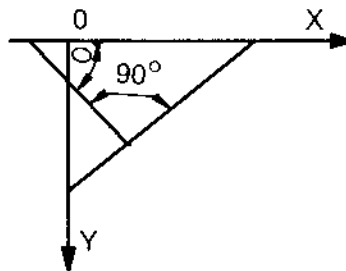
Hiệu giữa θ_1 và θ_2 là một góc 90° , (hình 4-24).

2. Tường chắn bằng bê tông cốt thép.

a) Tường chắn có tiết diện chữ L.

Tường chắn tiết diện chữ L bao gồm hai phần:

Phần bản tường chịu áp lực chủ động của đất làm việc như một công son và phần bản đáy cũng có kết cấu kiểu công-son.



Hình 4-24

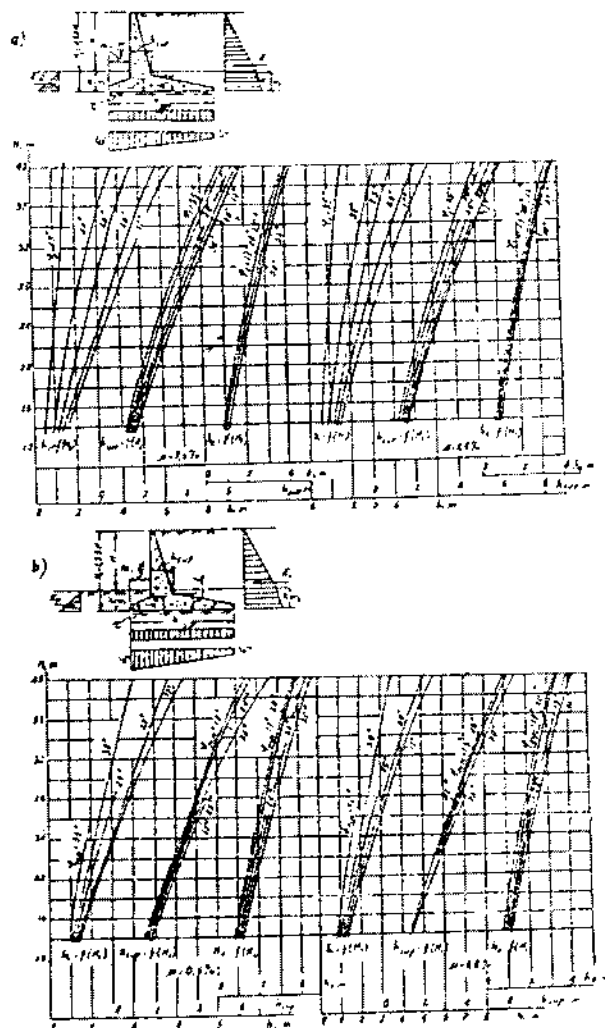
Phương của ứng suất chính

Như vậy tường chắn tiết diện chữ L là một hệ tĩnh định ba công son.

Việc đầu tiên cần phải định các kích thước chủ yếu của tường sau đó tiến hành tính toán tiết diện để xác định diện tích cốt thép.

Để giúp cán bộ thiết kế trong việc xác định nhanh chóng kích thước sơ bộ của tường chắn, đề nghị có thể dựa vào các đồ thị do việc thiết kế thủy lợi Liên xô khởi thảo [45]; (Hình 4-25).

Một điều cần lưu ý rằng, các đồ thị trên được xây dựng trên cơ sở phương pháp tính toán theo giai đoạn phá hoại, cho nên sau khi xác định kích thước tường chắn cần tính toán lại diện tích cốt thép theo qui phạm QP.TL. C-2-75.



Hình 4-25

Đồ thị xác định kích thước sơ bộ của tường chắn đất tiết diện chữ L, [45]

Đồ thị (hình 4-25a) dùng cho trường hợp tường chắn có góc ma sát trong của đất dưới móng là $\varphi_m = 20^\circ$ và góc ma sát trong của đất đắp khác nhau φ_0 , cốt thép có cường độ chảy $R_a = 3500 \text{ kg/cm}^2$ và hệ số an toàn $k = 1,7$.

Đồ thị (hình 4-25b) được dùng cho trường hợp $\varphi_m = 20^\circ$ với các φ_m khác nhau.

α - Tính toán khả năng chịu lực của bản tường.

Bản tường được tính toán trên một mét chiều rộng như một công son ngầm tại bản đáy. Tùy theo chiều cao của tường có thể xác định nội lực (M, N và Q) tại một số mặt cắt (từ 2...4 mặt cắt) trên cơ sở đó xác định chiều dày của bản tường một cách hợp lý. Chiều dày có ích của tường có thể tính toán theo công thức gần đúng sau đây: [1] (với điều kiện $x \leq 0,55 h_0$ và $x \geq 2a'$).

$$h_0 \approx \frac{N}{2m_{kc} R_a b \mu} \left[\sqrt{1 + \frac{4m_{kc} M_a b \mu}{0,95 N^2}} - 1 \right] \quad (4-39)$$

Trong đó:

μ - hàm lượng cốt thép giả thiết;

M_a - mômen tính toán của tất cả các lực đối với trọng tâm cốt thép chịu kéo;

b - chiều rộng tiết diện ($b = 1,00m$);

N - lực dọc tính toán tác dụng lên mặt cắt đang xét;

m_{kc} - hệ số kiên cố - được quy định trong quy phạm QP.TL. C-2-75;

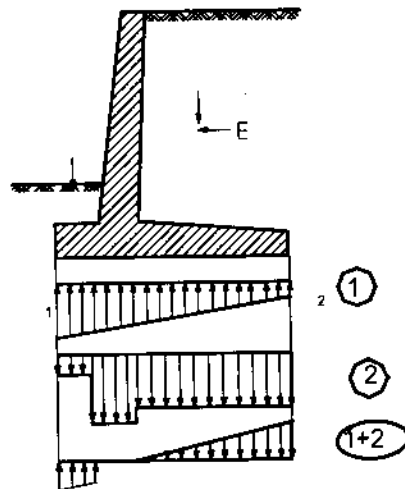
R_a - cường độ tính toán của cốt thép;

Sau đó cần tính toán chính xác diện tích cốt thép theo công thức nén lệch tâm theo quy phạm QP. TL. C-2-75.

β - Tính toán khả năng chịu lực của bản đáy:

Bản đáy phía sau và phía trước được tính toán như hai công son ngầm tại vị trí tiếp giáp với bản tường. Khi tính toán mômen uốn của các bản đáy cần xác định hiệu tác dụng của các thành phần lực sau đây: phản lực của đất nền phân bố theo quy luật đường thẳng từ dưới lên, áp lực đẩy nổi của nước ngầm, trọng lượng của đất đắp phía trên bản đáy.

Trường hợp khi tiết diện tính toán trùng với khe thi công thì theo điều (3-29) TCXD 57 - 73 cần phải xét đến phản áp lực tại khe khi tính toán tiết diện.



Hình 4-26

Sơ đồ tính toán tường chắn bản góc chữ L.

* Công thức (4-39) được xác định bởi việc giải phương trình đối với h_0 sau đây:

$$F_a \approx \frac{Ma}{0,95m_{kc} R_a h_0} - \frac{N}{m_{kc} R_a}$$

γ - Tính toán độ cứng cục bộ của tường chắn.

Để bảo đảm điều kiện làm việc bình thường của tường chắn, TCXD 57 – 73 có quy định cần phải kiểm tra biến dạng của kết cấu. (Điều 3-27).

Theo quy phạm “tính toán kết cấu bê tông cốt thép thủy công QP.TL. C-2-75” việc tính toán độ võng của cầu kiện có xét đến sự mở rộng khe nứt được xác định theo công thức sau:

Trong đó:

$$f = \frac{1}{4} \cdot \frac{M^{\max} l^2}{B_{dh}} \quad ; \quad (4-40)$$

$$B_{dh} = B_{ng} \cdot \frac{q + p}{2q + p} \quad ; \quad (4-41)$$

$$B_{ng} = \frac{E_a W_a (h_o - x)}{\psi_a} \quad ; \quad (4-42)$$

Trong đó

f - Độ võng của cầu kiện chịu uốn;

M^{\max} – Mômen tiêu chuẩn tại mặt cắt có độ cứng bé nhất (có mômen lớn nhất);

l - Chiều dài của cầu kiện;

B_{dh} - Độ cứng của tiết diện dưới tác dụng của tải trọng dài hạn;

B_{ng} - Độ cứng của tiết diện dưới tác dụng của tải trọng ngắn hạn;

E_a – Mômen đàn hồi của bê tông;

W_a – Mômen kháng đàn dẻo của tiết diện được tính toán bằng cách xác định chiều cao trung bình miền chịu nén \bar{x} .

$$\bar{x} = \left(-\frac{\alpha}{2} + \sqrt{\frac{\alpha^2}{4} + \alpha} \right) h_o \quad ; \quad (4-43)$$

$$\alpha = \frac{E_a}{\psi_a E_b} \cdot \frac{F_a}{b h_o} \quad ; \quad (4-44)$$

Trong công thức (4-40) hệ số 1/4 được lấy trên cơ sở giả thiết áp lực phân bố đều tương đương.

ψ_a – hệ số cho trong quy phạm QP. TL.C – 2-75

q – tải trọng tiêu chuẩn dài hạn. (phân bố đều tương đương);

p – tải trọng tiêu chuẩn ngắn hạn. (phân bố đều tương đương);

Trường hợp tường chắn không cho phép vết nứt xuất hiện thì độ cứng của tiết diện được tính theo công thức:

$$B_{ng} = 0,85 E_n I_{qd} \quad ; \quad (4-45)$$

I_{qd} - mômen quán tính của tiết diện quy đổi;

δ - Tính toán về sự hình thành và mở rộng khe nứt của tường chắn.

Theo điều (3-28) của TCXD 57 – 73 tường chắn bằng bê tông cốt thép cần được kiểm tra theo trạng thái giới hạn thứ ba. Việc tính toán được tiến hành theo công thức sau đây:

1. Tường chắn được xây dựng tại những vùng có hiện tượng xâm thực mạnh, hoặc thuộc những công trình quan trọng quy phạm QP. TL. C - 2-75 yêu cầu không cho phép vết nứt xuất hiện. Tức là phải thoả mãn điều kiện sau đây:

$$M^c \leq m_{kc} \gamma_l R_k^c W_{td}; \quad (4-46)$$

M^c - mômen uốn tiêu chuẩn tại mặt cắt tính toán;

m_{kc} - hệ số kiên cố lấy ứng với công trình bê tông; (xem quy phạm QP. TL. C - 2 - 75)

γ_l - hệ số có xét đến biến dạng dẻo của bê tông

(xem quy phạm QP. TL. C - 2 - 75)

R_k^c - cường độ chịu kéo tiêu chuẩn của bê tông;

W_{td} - mômen quán tính của diện tích tương đương lấy đối với trục qua trọng tâm tiết diện tương đương.

$$W_{td} = \frac{J_{td}}{h - x_l}; \quad (4-47)$$

$$x_l = \frac{0,5bh^2 + nF_a h_o + nF_a' a'}{bh + n(F_a + F_a')}; \quad (4-48)$$

$$J_{td} = \frac{bx_l^3}{3} + \frac{b(h - x_l)^3}{3} + nF_a (h_o - x_l)^2 + nF_a' (x_l - a')^2; \quad (4-49)$$

2. Tường chắn xây dựng tại những vùng không bị ảnh hưởng xâm thực mạnh hoặc trong điều kiện sử dụng bình thường cho phép bề rộng khe nứt không được vượt quá trị số giới hạn.

Bề rộng khe nứt được xác định theo công thức sau:

$$a_n = \left(\frac{\sigma_a - \sigma_{bd}}{E_a} \psi_n - \varepsilon_b \right) L_n \quad (4-50)$$

$$\text{Trong đó: } L_n = \beta_n \frac{u}{R_k^c} (\sigma_{an} - \varepsilon_{bk} E_a); \quad (4-51)$$

(ε_{bk} thường lấy bằng 0,0002)

$\beta_n = 1$ đối với thép trơn; $\beta_n = 0,5$ đối với thép có gờ.

$$\sigma_a = \frac{M^c}{F_a \eta h_o}; \quad (\eta = 0,85 \div 0,65); \quad (4-52)$$

$$\sigma_{an} = \frac{M_n}{F_a \eta h_o}; \quad (4-53)$$

$$M_n = \gamma_l \cdot R_k^c \cdot W_{td}; \quad (4-54)$$

b) Tường chắn kiểu sườn chống:

Tường chắn kiểu sườn chống bao gồm bản tường, bản đáy và sườn chống.

Tính toán cường độ của tường chắn có sườn chống nói chung gồm hai bước. Đầu tiên tính toán sơ bộ nhằm xác định kích thước chủ yếu của tường, sau đó tiến hành kiểm tra cường độ để xác định chiều cao tiết diện và diện tích cốt thép.

α - Tính toán sơ bộ:

Trong bước này cần đưa ra một vài phương án kết cấu nhằm lựa chọn khoảng cách giữa các sườn chống l_s . Tiêu chuẩn để xác định khoảng cách l_s tối ưu là đi đến một thể tích bê tông và cốt thép nhỏ nhất.

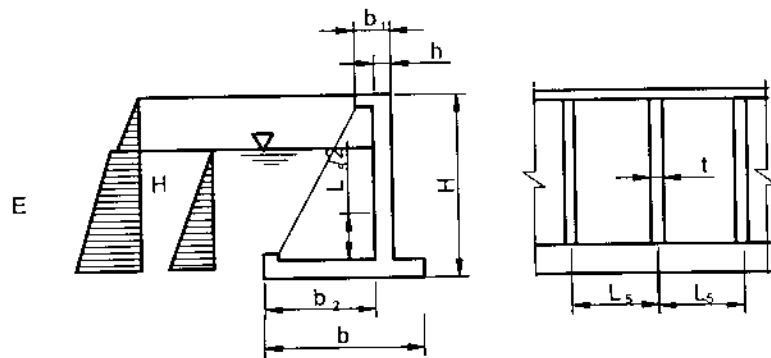
Để tính toán sơ bộ kích thước tường chắn, cho phép sử dụng các sơ đồ gần đúng.

1. Bản tường: tùy theo chiều cao của tường, điều kiện thi công công trình, chiều dày phía trên của bản được lấy bằng $h = 0,2 - 0,3\text{m}$.

Chiều dày phía dưới h_b được xác định bằng cách tính bản như một dầm liên tục với các gối tựa đầu cũng được coi như ngàm một phần. Mômen uốn M của bản trên một mét chiều rộng ở gối và ở nhịp được xác định theo công thức gần đúng [3].

$$M = \pm \frac{ql_s^2}{10}; \quad (4-55)$$

q - Cường độ tải trọng tác dụng lên bản tường tại khoảng cách $\frac{l_s}{2}$ tính từ mép trên của bản đáy; (Hình 4-27).



Hình 4-27

Tường có sườn chống

Nếu như cho phép xuất hiện khe nứt ở vùng chịu kéo của bản tường, chiều cao tiết diện h có thể xác định theo công thức gần đúng sau đây; [3].

$$h = a + l_s \sqrt{\frac{q}{9,5m_{kc}R_a\mu}} \quad (4-56)$$

Trong đó: a - chiều dày tầng bảo vệ

2. Sườn chống: Kích thước của sườn chống cần phải xác định là chiều dày t và chiều rộng b_2 (Hình 4-27). Chiều rộng b_2 được chọn theo điều kiện ổn định tổng thể của tường chắn. Đối với loại đất nền không phải là đá có hệ số trượt $\text{tg}\psi = 0,3 \div 0,45$ thì chiều rộng của sườn chống có thể lấy $b_2 = 0,75 H$.

Chiều dày t của sườn chống được xác định theo điều kiện chịu lực của một cấu kiện chịu nén lệch tâm.

Nói chung lực dọc tác dụng lên sườn tương đối bé nên trong bước tính toán sơ bộ có thể bỏ qua và chiều cao tiết diện h được xác định bởi công thức:

$$h = \sqrt{\frac{M}{0,95m_{kc}t\mu R_a}}; \quad (4-57)$$

Trong đó:

μ - là hàm lượng cốt dọc của sườn chống ở miền chịu kéo;

h - chiều cao của sườn chống (tại đáy $h = b_2$);

3. Bản đáy: Trong bước tính toán sơ bộ cho phép coi tải trọng tác dụng lên bản đáy là phân bố đều với cường độ được lấy theo giá trị gần đúng sau đây:

$$p = \gamma H \left(1 - \frac{1,1b_2}{b} \right) ; \quad (4-58)$$

Để xác định chiều dày của bản đáy có thể sử dụng công thức (4-58) trong đó q được thay bằng giá trị p .

4. Khoảng cách giữa các sườn chống:

Sau khi xác định các kích thước chủ yếu của các cấu kiện tương ứng với các khoảng cách khác nhau của sườn chống l_s (từ 3 đến 4 giá trị), ta có thể xác định được khoảng cách l_s tối ưu bằng cách tính toán khối lượng bê tông cốt thép trên một mét của tường. Khoảng cách tối ưu sẽ tương ứng với khối lượng bê tông cốt thép nhỏ nhất.

β - Tính toán kiểm tra cường độ.

Sau khi xác định các kích thước sơ bộ của tường cần phải tiến hành tính toán kiểm tra cường độ theo các sơ đồ sau đây:

1. Bản tường:

Bản tường làm việc như một bản liên tục, gối tựa là các sườn chống. Khi tính toán chia bản tường thành một số đoạn, lấy áp lực bình quân trên mỗi đoạn làm tải trọng tính toán.

Trên mỗi đoạn, tính bản tường theo một mét rộng và coi như một dầm liên tục. Sơ đồ tính toán ở trên chỉ có thể cho phép khi tỷ số giữa chiều cao của tường và khoảng cách giữa các sườn chống lớn hơn 2. Nếu tỷ số này nhỏ hơn 2 thì phải tính bản tường như một bản hai hướng có 3 cạnh ngàm và một cạnh tự do.

Lực cắt tại những mặt cắt phía dưới của bản tường có thể rất lớn, cho nên nếu $\delta_{ck} > 0,6m_{kc}R_k$ thì cần phải tính toán thép xiên (không có thép đai).

2. Sườn chống:

Trong sườn chống có 3 loại cốt thép, cốt nghiêng, cốt ngang, cốt đứng.

Cách tính 3 loại cốt đó như sau:

- Cốt nghiêng. Vì lực tác dụng lên sườn chống thay đổi theo chiều cao, nên cần phải tính tại một số mặt cắt khác nhau.

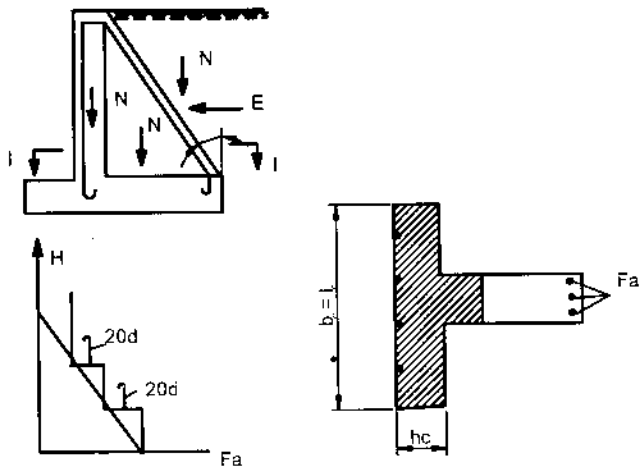
Tại tiết diện I-I (hình 4-28) lực tác dụng bao gồm trọng lượng bản tường từ mặt cắt I-I trở lên N_1 , trọng lượng sườn chống N_2 , trọng lượng cột đất phía trên I-I là N_3 và tổng áp lực ngang là E .

Như vậy tổng hợp các lực thẳng đứng tác dụng lên mặt cắt I-I là N , và tổng các mômen của các lực đối với trọng tâm cốt thép nghiêng là M .

Do đó cốt nghiêng trong sườn chống được tính toán theo cấu kiện nén lệch tâm tiết diện chữ T cốt thép kép. (cốt chịu nén là cốt đứng trong bản tường).

Diện tích cốt nghiêng được xác định theo công thức sau:

$$F_a = \frac{1}{\cos \theta} \left(\frac{M}{m_{kc} \gamma h_a R_a} - \frac{N}{m_{kc} R_a} \right). \quad (4-59)$$



Hình 4-28
Sơ đồ tính toán sườn chống

γ - có thể lấy từ 0,85 – 0,90;
 m_{kc} – hệ số kiên cố phụ thuộc vào công trình;
 θ - góc nghiêng của sườn chống.

Nếu tỷ số giữa chiều dày bản tường h_t và chiều rộng của sườn chống h_s : $\frac{h_t}{h_s} < 0,1$ thì không xét đến sự làm việc của bản tường.

Sau khi tính toán cốt thép tại một số mặt cắt, ta có thể vẽ được đường cong phân bố cốt thép dọc theo chiều cao của tường. Căn cứ vào đấy mà bố trí cốt thép, nhưng cần kéo dài điểm chặt cốt thép lý luận một đoạn 20d.

Tính cốt ngang : áp lực ngang của đất có tác dụng kéo rời bản tường và sườn chống. Cốt thép ngang có tác dụng chống lại lực kéo đó.

Chẳng hạn tính cốt ngang tại mặt cắt II- trên chiều cao 1m kể từ mặt cắt I-I trở xuống, áp lực bình quân là q.

Diện tích cốt ngang cần thiết trên một mét chiều cao là :

$$F_a = \frac{ql_s}{m_{kc} R_a}; \tag{4-60}$$

Tính cốt đứng : cốt đứng có tác dụng chống lại lực kéo rời giữa bản đáy và sườn chống. Phương pháp tính toán cũng tương tự như tính cốt ngang.

c) Bản đáy: Bản đáy chịu tác dụng của phản lực đất từ dưới lên và chịu áp lực thẳng đứng cột đất phía trên đè xuống. Bản đáy gồm hai bộ phận: bộ phận phía ngoài được tính toán như một dầm công son chịu phản lực từ dưới lên.

Bản đáy phía trong chịu tải trọng từ trên xuống (có cường độ bằng hiệu giữa áp lực từ trên xuống và phản lực từ dưới lên). Khi tính toán phải phân biệt hai trường hợp.

Nếu tỷ số giữa bề rộng bản đáy và khoảng cách giữa các sườn chống nhỏ hơn 1,5 thì tính bản đáy theo bản 2 hướng có 3 cạnh ngàm.

Nếu tỷ số giữa bề rộng bản đáy và khoảng cách giữa các sườn chống lớn hơn 1,5 thì tính bản đáy như dầm liên tục mà gối tựa là các sườn chống.

CHƯƠNG V

CHỌN KẾT CẤU HỢP LÝ CỦA TƯỜNG CHẤN BỐ TRÍ THIẾT BỊ ĐO VÀ KIỂM TRA

5.1. KHÁI NIỆM

Kết cấu hợp lý của tường chấn là kết cấu thoả mãn được hai yêu cầu cơ bản sau đây:

- Bảo đảm độ ổn định chung của toàn bộ tường và nền, và bảo đảm đủ cường độ bản thân tường.
- Diện tích mặt cắt tường là nhỏ nhất, tức là khối lượng vật liệu ở mức tối thiểu.

Nói chung, hai điều kiện cơ bản trên có thể dựa trên cơ sở các tính toán đã nêu ở các chương trước (chương II, III, IV) mà định ra được.

Ngoài ra, có thể dựa trên cơ sở cải tiến, lựa chọn ra những kết cấu thích hợp, cũng có thể bảo đảm sự làm việc bình thường của công trình với khối lượng vật liệu dùng ít nhất. Hiện nay, việc dùng loại tường chấn lắp ghép đang được phổ biến rộng rãi và là một phương hướng cải tiến mới kết cấu của tường. Trong tiết sau sẽ giới thiệu cụ thể vấn đề này.

Cần chú ý rằng, nếu sử dụng loại vật liệu (đất đá) đắp sau tường chấn hợp lý, đúng yêu cầu kỹ thuật cũng góp phần vào việc giảm nhẹ tường chấn nói riêng và hạ giá thành toàn bộ công trình nói chung.

Dựa trên cơ sở lý thuyết về tính toán áp lực đất (chương II) thấy rằng nếu dùng loại đất cát to hạt hoặc cuội sỏi đắp sau tường chấn là tốt nhất vì loại vật liệu này có tính ma sát lớn (đặc trưng bởi góc ma sát trong), do đó gây ra lực đẩy lên tường nhỏ và thi công cũng đơn giản đi nhiều. Tuy nhiên, trong nhiều trường hợp, đất đắp sau tường chấn còn cần bảo đảm yêu cầu chống thấm (ví dụ đất đắp sau tường chấn là một bộ phận của công trình dâng nước nói chung), do đó trong tường chấn các công trình thủy lợi, nhiều khi phải dùng đất dính đắp sau tường chấn. Đối với loại đất này, đặc trưng ma sát nhỏ so với đất rời, nhưng đặc trưng về tính dính trong nhiều trường hợp lại chiếm một tỷ phần lớn trong tổng cường độ chống cắt của đất, do đó lực dính đơn vị của đất cũng có tác dụng làm giảm giá trị của lực đẩy của đất lên tường. Song lực dính đơn vị của đất lại thay đổi rất bất thường, tùy theo trạng thái của nó (khô, ẩm, bão hòa nước) và phụ thuộc rất nhiều vào môi trường khí hậu và điều kiện địa chất thủy văn, do đó, khi cần phải dùng đất dính đắp sau tường chấn thì phải xét tới lực dính đơn vị một cách thận trọng khi tính toán. Cách chọn giá trị lực dính đơn vị trong tính toán có thể xem trong chương VI.

Cuối cùng cần chú ý thêm rằng đối với tường chấn các công trình thủy lợi, kết cấu hợp lý của tường còn cần bảo đảm tính ổn định trong nước (ở trạng thái động và tĩnh), tính chống thấm của bản thân tường, v.v. ... do đó yêu cầu về tính hợp lý của kết cấu ở đây đòi hỏi tổng hợp và toàn diện hơn so với những tường chấn thuộc các công trình nhà cửa công nghiệp, dân dụng và giao thông.

Sau khi kích thước và kiểu kết cấu của tường chấn được xác định dựa trên kết quả tính toán và điều kiện làm việc của tường, trong thiết kế còn cần phải quy định một số hạng mục quan trắc để tiếp tục theo dõi sự làm việc của công trình trong giai đoạn thi công và xử lý.

Những dự đoán về sự làm việc của công trình thông qua việc tính toán nói chung không hoàn toàn khớp với sự làm việc thực tế của công trình vì những sơ đồ để xây dựng các phương pháp tính toán có liên quan không thể phản ánh đầy đủ mọi yếu tố ảnh hưởng tới sự làm việc của công trình. Mặt khác, trong quá trình thi công và sử dụng công trình nói chung, có thể có những biến cố bất ngờ xảy đến cho công trình mà trong khi thiết kế không thể dự đoán hết được.

Chính vì vậy mà việc bố trí các thiết bị đo và kiểm tra để theo dõi sự làm việc thực tế của công trình (tường chắn) là điều cần thiết và cũng cần được coi trọng trong bản thiết kế tường chắn đất.

Do điều kiện làm việc của tường chắn các công trình thủy lợi rất phức tạp, do đó yêu cầu về quan trắc cũng phải nhiều mặt, có như vậy mới đánh giá được một cách tổng hợp điều kiện làm việc của tường chắn trong từng giai đoạn.

Cuối cùng cần chú ý rằng, những kết quả quan trắc về các mặt có hệ thống và chính xác, sẽ hỗ trợ rất nhiều cho công tác nghiên cứu lý thuyết về các vấn đề có liên quan.

Trong tiết 5-3 sẽ giới thiệu một số vấn đề cụ thể về quan trắc biến dạng (chuyển vị đứng, chuyển vị ngang, vênh) và quan trắc áp lực đất. Các vấn đề quan trắc khác có nêu trong tiêu chuẩn xây dựng sẽ tham khảo ở các tài liệu chuyên môn riêng.

5.2. CHỌN KẾT CẤU HỢP LÝ CỦA TƯỜNG CHẮN

1. Khái niệm

Tường chắn đất là một loại kết cấu khá phổ biến trong công trình thủy lợi. Tường chắn thường dùng làm vách ngăn cho các công trình đầu mối trên sông, công trình tưới tiêu, trạm bơm, trạm thủy điện, âu thuyền, bể áp lực và các kênh, máng, các công trình bảo vệ bờ và bến cảng v.v...

Xét về mặt hình thức kết cấu, tường chắn đất có hai loại chính :

- Tường chắn đất trọng lực bằng bê tông ;
- Tường chắn đất bằng bê tông cốt thép.

Xét về mặt biện pháp thi công, tường chắn đất cũng được chia làm hai loại :

- Tường chắn đất toàn khối ;
- Tường chắn đất lắp ghép.

Theo điều (4-1) TCXD 57-73 việc lựa chọn kết cấu tường chắn cần phải dựa trên cơ sở so sánh kinh tế kỹ thuật, yêu cầu và điều kiện thi công, tính chất và tình hình địa chất công trình.

Tường chắn đất trọng lực bằng bê tông có ưu điểm là dễ thi công, tính chống nứt và chống thấm cao, tiết kiệm thép, nhưng nhược điểm của nó là khối lượng bê tông nhiều, chưa tận dụng hết khả năng chịu lực của bê tông, ứng suất vì nhiệt lớn. Cho nên việc sử dụng chỉ hạn chế cho những tường có chiều cao không lớn.

Cũng có thể khắc phục các nhược điểm trên bằng cách dùng tường chắn kiểu hộp, kiểu tổ ong trong đó một phần lớn khối lượng bê tông được thay thế bằng vật liệu đất đá, phần vùng số hiệu bê tông trong thân tường để bảo đảm sự làm việc hợp lý của vật liệu, phần đoạn khe thi công nhằm giảm bớt ứng suất do nhiệt độ.

Tường chắn đất bằng bê tông cốt thép có ưu điểm là lựa chọn được mặt cắt hợp lý, khối lượng bê tông giảm nhỏ, có thể tiến hành lắp ghép dễ dàng. TCXD 57-73 không phân định ranh giới cụ thể giữa tường chắn toàn khối và tường chắn lắp ghép. Song qua kinh nghiệm thực tiễn của các nước có thể dùng biện pháp lắp ghép cho tường chắn nếu thỏa mãn một trong các yêu cầu sau đây : [45]

- Hạ giá thành công trình xây dựng và nâng cao tốc độ thi công.
- Giá thành công trình không hạ nhưng rút ngắn được thời hạn thi công.
- Giá thành công trình xây dựng tăng, nhưng hiệu ích kinh tế thu được do việc hoàn thành trước thời hạn vượt quá những chi phí phụ trong quá trình xây dựng.

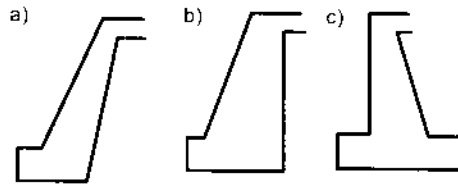
Tất nhiên trong việc lựa chọn phương án lắp ghép cũng phải xét tới những điều kiện cụ thể như: phương tiện thi công lắp ghép, khả năng vận chuyển cấu kiện và trình độ lành nghề của công nhân, v.v...

2. Tường chắn đất trọng lực bê tông:

Việc lựa chọn mặt cắt của tường chắn trọng lực bằng bê tông phải tuân theo các nguyên tắc sau.

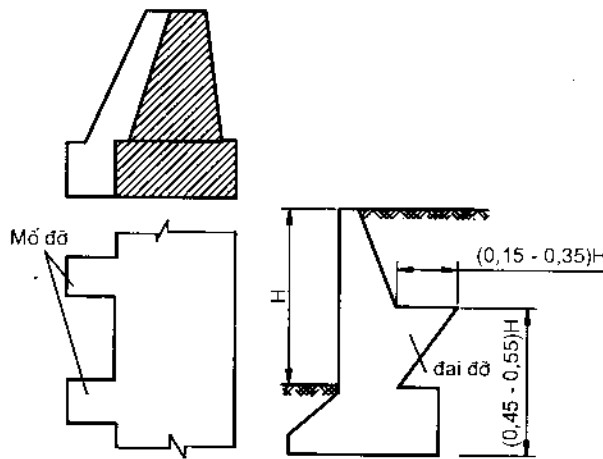
Đối với tường thấp thì mặt cắt ngang có ngực tường nghiêng hoặc thẳng đứng là hợp lý nhất. Còn đối với tường vừa và cao thì dùng loại ngực và lưng tường xiên về phía đất đắp, đồng thời tẩm đáy được nhô ra phía trước (Điều 4-4).

Thường ở những đoạn khác nhau chiều cao của tường khác nhau vì thế cần thay đổi tiết diện ngang cho thích hợp.



Hình 5-1

Tường chắn trọng lực bê tông



Hình 5-2

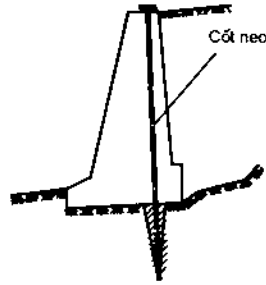
Tường chắn trọng lực có gia cố

Đối với tường chắn đất thủy công, khớp nối cố định phải có vật chắn nước và dễ tu sửa. Khoảng cách giữa các khớp nối tùy theo kích thước của công trình, số hiệu bê tông, mức độ chuyển vị và tính chất nền quyết định.

Tường chắn bằng bê tông thì theo ГОСТ- 4326-48, khoảng cách giữa các khớp nối không được lớn hơn 15m (Điều 4-10).

Khi tường chắn đất có chiều cao lớn thì có thể dùng loại có mổ dờ hoặc đai dờ để tăng thêm khả năng chống lật của tường; hình 5-2.

Theo điều (4-13) cũng có thể tăng cường tính ổn định của tường chắn bằng cách làm cho mặt dưới của bản đáy nghiêng một góc $\beta < 10^\circ$ về phía lưng tường hoặc dùng cốt thép neo tường vào nền đá (Hình 5-3).



Hình 5-3
Dùng cốt thép neo tường vào nền đá

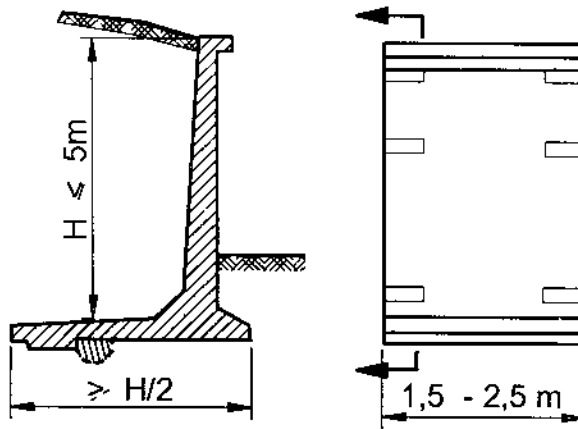
3. **Tường chắn đất bằng bê tông cốt thép : [30], [31]**

Trong thực tế thường dùng tường đối phổ biến nhất là tường chắn tiết diện chữ L có hoặc không có tường sườn, bởi vì thi công tương đối đơn giản và có khả năng xử lý bằng biện pháp lắp ghép.

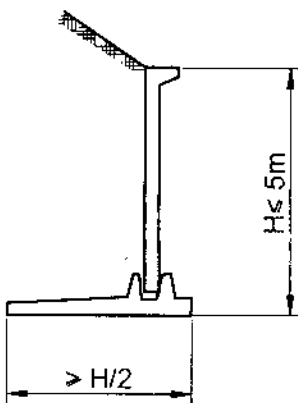
a) *Tường chắn tiết diện chữ L không có sườn :*

Loại tường này có 2 phần : bản tường và bản đáy.

Tường chắn đất tiết diện chữ L không có sườn chỉ thích hợp khi chiều cao của tường không vượt quá 5m. Có thể thi công toàn khối hoặc lắp ghép. Cấu kiện lắp ghép có thể là một khối chỉnh thể theo tiết diện ngang của tường (chữ L) và có bề rộng từ 1,5 ÷ 2,5m được lắp ráp theo chiều dài của tường (Hình 5-4).



Hình 5-4
Tường chắn tiết diện chữ L cấu tạo bởi những cấu kiện lắp ghép có tiết diện chỉnh thể

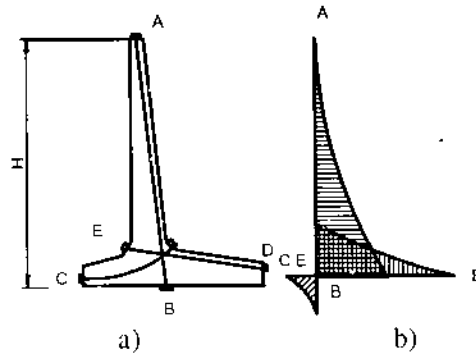


Hình 5-5
Tường chắn được cấu tạo bởi hai mảnh lắp ghép.

Để tiện việc thi công, vận chuyển và lắp ráp với những tường chắn có chiều cao từ 3 ÷ 5m cấu kiện lắp ghép có thể phân thành 2 mảnh riêng biệt; bản tường và bản đáy. Bản tường có thể nối cứng với bản đáy bởi một cái rãnh (hình 5-5).

Bản tường và bản đáy của tường chắn làm việc như những công son. Khi chiều cao của tường vượt quá 5m, mômen uốn có thể rất lớn; để giảm bớt chiều dày của tường người ta đặt tại những miền chịu kéo của bê tông những thanh (bó sợi) cốt thép ứng suất trước (hình 5-6).

Với biện pháp này có thể áp dụng cho những tường chắn cao tới 7m.



Hình 5-6

Tường chắn đất có cốt thép ứng suất trước

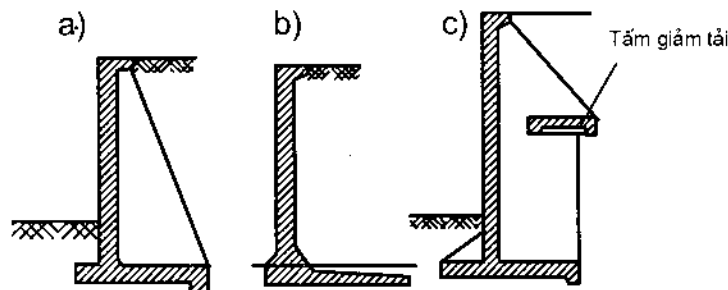
a) sơ đồ bố trí cốt thép căng; b) sơ đồ mômen uốn do tải trọng gây ra.

b) Tường chắn tiết diện chữ L có sườn chống :

Khi chiều cao của tường vượt quá giới hạn từ $5 \div 7\text{m}$, tường chắn tiết diện chữ L có sườn chống có nhiều ưu việt hơn so với loại không có sườn.

Lúc này bản tường và bản đáy phía sau làm việc như những bản liên tục mà gối tựa là các sườn chống. Khoảng cách giữa các sườn chống thông thường từ $2 \div 3\text{m}$. Sườn chống làm việc như những dầm công son có chiều cao của tiết diện thay đổi. Chiều rộng của bản đáy thường lấy ít nhất bằng một nửa chiều cao của tường.

Để cho áp lực dưới đáy tường phân bố đều hơn thường người ta kéo dài bản đáy phía trước. Ngoài ra để tăng cường ổn định về trượt, bản đáy thường được cấu tạo có dạng chân khay (Hình 5-7a) hoặc làm nghiêng một góc so với mặt phẳng nằm ngang (Hình 5-7b) ở đỉnh tường có bố trí dầm cạnh nhằm làm tăng một cách hiệu quả độ cứng tổng thể của tường chắn.



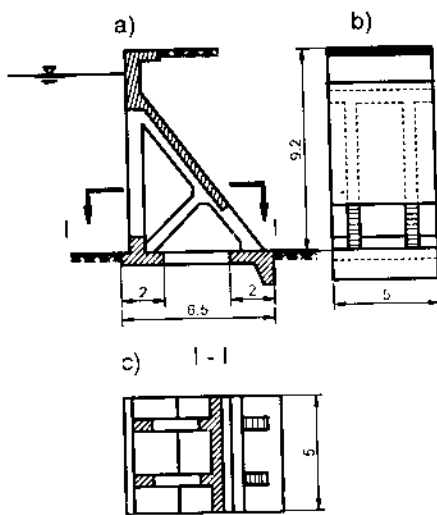
Hình 5-7

Tường chắn tiết diện chữ L có sườn chống

Khi tường có chiều cao lớn, để làm giảm áp lực ngang của đất một cách tốt nhất, ở phía sau tường, tại chiều sâu nào đó người ta làm một tấm giảm tải (Hình 5-7c).

Tường chắn có sườn chống cũng có thể thi công bằng biện pháp lắp ghép.

Hình 5-8 là một kiểu tường chắn lắp ghép. Bản đáy và sườn chống được đổ toàn khối, bản tường được tạo thành bởi những tấm lắp ghép có tiết diện chữ Π xếp cạnh nhau sao cho phần cánh bản nằm ở vùng chịu kéo, còn phần bụng dầm ở vùng chịu nén.

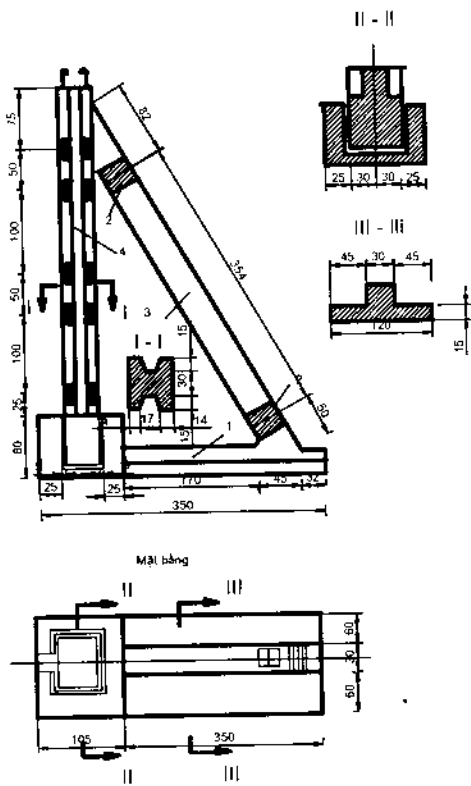


Hình 5-8

Tường chắn có sườn chống lắp ghép

Việc bố trí như thế tuy không hợp lý nhưng tạo cho mặt ngoài của tường chắn được phẳng.

(Hình 5-9) là một loại tường chắn lắp ghép. Trong đó sườn chống và bản đáy cũng là những cấu kiện lắp ghép kiểu dàn được nối cứng với nhau.

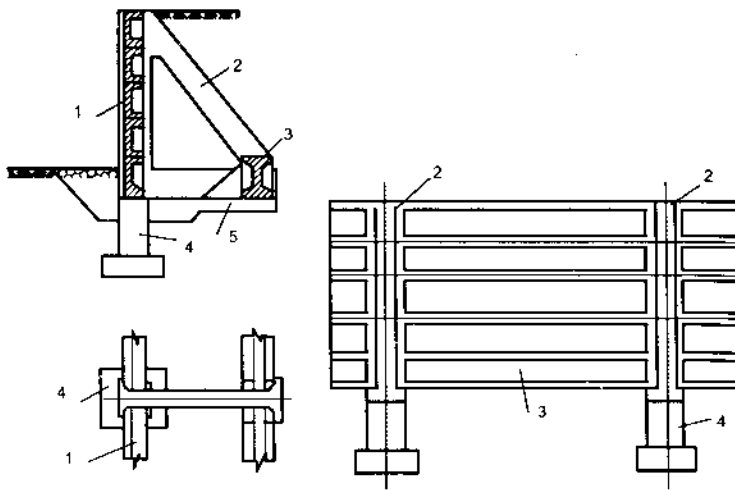


Hình 5-9

Tường chắn lắp ghép kiểu dàn

1. Bản móng; 2. Mốt nối; 3. Thanh xiên; 4. Nẹp đứng

(Hình 5-10 là một kiểu tường chắn bao gồm các cấu kiện lắp ghép như tấm nằm ngang tiết diện chữ Π , sườn chống kiểu dầm, dầm neo và trụ đỡ. Khoảng cách giữa các tường chống không vượt quá 5m.. Khi lắp đặt vào mặt sau của tường, cần phải làm phẳng bằng cách trát xi măng. Loại tường này cũng như những loại tương tự khác cần làm nghiêng về phía trong với độ dốc từ 1 : 30 ÷ 1 : 40.



Hình 5-10 .

Tường chắn lắp ghép kiểu dầm neo :

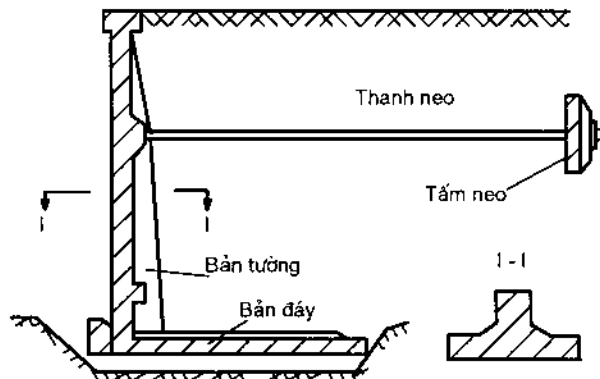
1. Bản lắp ghép ; 2. sườn chống ; 3. Dầm neo ;
4. Trụ chống. 5. Nền chuẩn bị bằng đá dăm

c) *Tường chắn đất kiểu neo:*

Tường chắn đất kiểu neo là một loại tường chắn có nhiều ưu điểm, tiết kiệm được cốt thép và bê tông.

Ổn định về lật của tường chắn được duy trì bởi một cái neo, neo này có thể nối phần trên của bản tường với một cấu kiện độc lập đặt ngay trong đất, phía sau tường (tấm neo), hoặc có thể nối ngay với chính bản đáy của tường chắn (Hình 5-11).

Các cấu kiện của tường chắn có thể làm bằng bê tông cốt thép hoặc bê tông cốt thép ứng suất trước.



Hình 5-11

Tường chắn đất kiểu neo

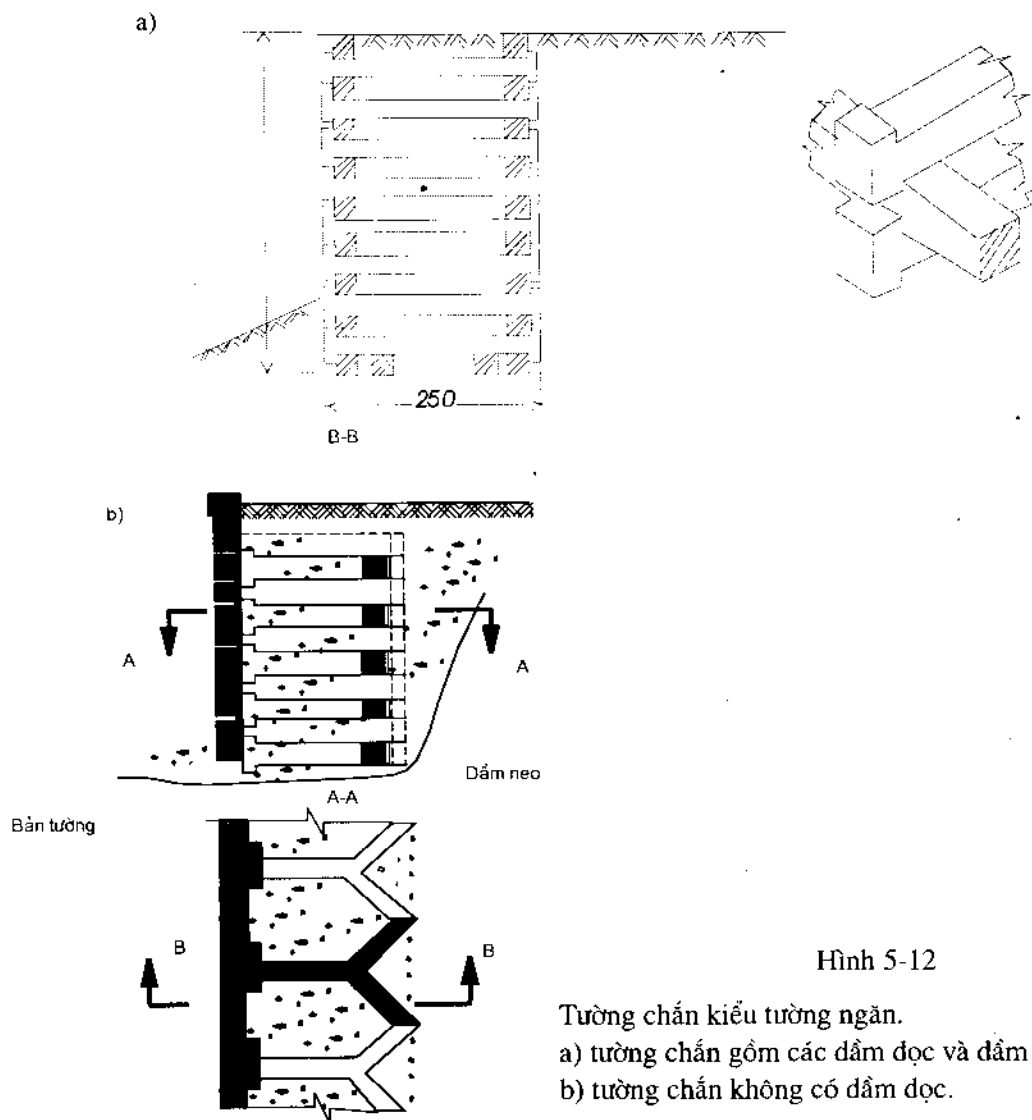
d) *Tường chắn đất kiểu tường ngăn.*

Tường chắn đất kiểu tường ngăn được tạo thành bởi những cấu kiện lắp ghép dưới dạng những dầm dọc và dầm ngang xếp nối tiếp và thông lên nhau để tạo thành những tổ ong hình vuông hoặc chữ nhật trong đó được đổ đầy đất. Tường chắn đất kiểu tường ngăn thực chất là tường chắn đất trọng lực (Hình 5-12).

Đối với những tường chắn có chiều cao lớn, có thể cấu tạo 2 hoặc 3 hàng tổ ong.

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Những tường chắn có chiều cao nhỏ, có thể không cần bố trí những dầm dọc. Trong trường hợp này những dầm ngang được neo vào đất bởi những nạng bố trí tại đầu dầm (Hình 2-12b).



Hình 5-12

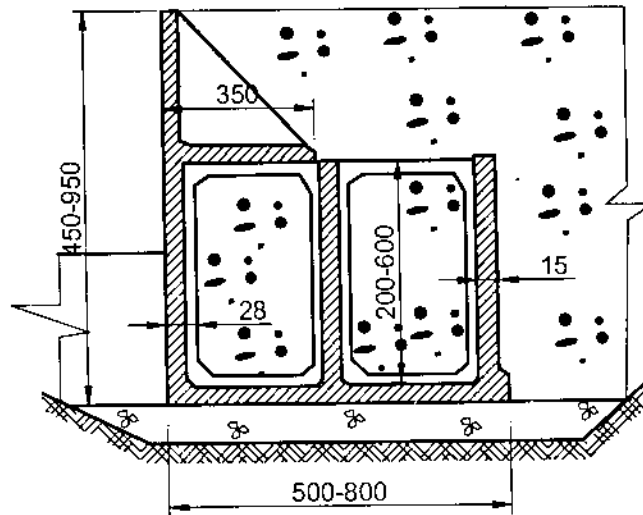
Tường chắn kiểu tường ngăn.

- a) tường chắn gồm các dầm dọc và dầm ngang;
- b) tường chắn không có dầm dọc.

e) Tường chắn đất kiểu hộp.

Trong những công trình gia cố bờ, chỉnh trị sông hoặc công trình cảng, để thi công tường chắn đất, thông thường người ta dùng những khối lớn bằng bê tông.

Đối với những công trình này việc thi công khó khăn và cần một khối lượng xi măng rất lớn. Một biện pháp tiến bộ và tương đối phổ biến hiện nay đối với những tường chắn đất ở các công trình là thi công bằng biện pháp lắp ghép. Các cấu kiện lắp ghép là những khối bê tông cốt thép hình hộp rỗng. Người ta lao những hộp này xuống nước và cõ định chúng ở vị trí thiết kế sau đó đổ đầy vật liệu địa phương (đá, sỏi, cát) vào bên trong để bảo đảm cho công trình ổn định. (Hình 5-13).

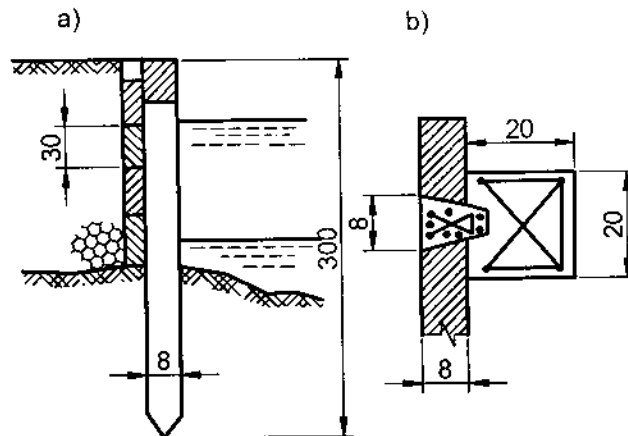


Hình 5-13

Tường chắn đất kiểu hộp

g) *Tường chắn đất bằng cọc bê tông cốt thép.*

Nguyên tắc chủ yếu để cấu tạo loại tường chắn đất kiểu này là người ta đóng vào trong đất những cọc bằng bê tông cốt thép. Những cọc bằng bê tông cốt thép được ngàm chặt vào trong đất ở một chiều sâu nào đó đủ để cho cọc không bị lật và chịu được lực đẩy của đất. Bản tường là những tấm bê tông cốt thép tựa lên các cọc này. Khoảng cách giữa các cọc thông thường từ 2-2,5m (hình 5-14).



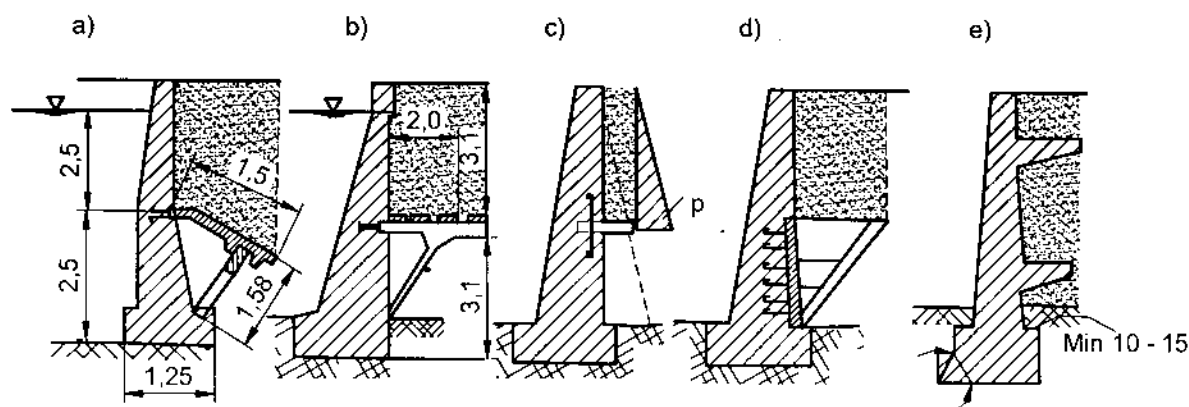
Hình 5-14

Tường chắn đất kiểu cọc.

a) Mặt cắt ngang. b) Liên kết giữa bản và cọc.

Đây là loại tường chắn cũng được dùng khá rộng rãi trong xây dựng. Trong công trình thủy lợi loại tường này dùng để bao quanh hồ móng, kê bảo vệ bờ sông, bến cảng, âu thuyền v.v...

h) *Tường chắn kiểu hỗn hợp:* (Hình 5-15). Tường chắn hỗn hợp là sự kết hợp giữa tường chắn trọng lực bằng bê tông với phần phụ là bản giảm tải bằng bê tông cốt thép. Đây là một loại kết cấu mới nhằm làm giảm áp lực ngang của đất lên thân tường và do đó mặt cắt ngang của tường cũng được thu hẹp lại.



Hình 5-15

Tường chắn kiểu hỗn hợp

Kết cấu bản giảm tải có thể là bằng bê tông cốt thép toàn khối hoặc lắp ghép. Khi áp dụng tường chắn kiểu hỗn hợp cần xét tới ảnh hưởng của bản giảm tải đến việc phân bố lại trạng thái ứng suất trong thân tường.

4. Một vài đặc điểm cấu tạo của tường chắn

a) Đối với tường đổ toàn khối:

Nói chung các cấu kiện của tường chắn đổ liền khối có tiết diện thay đổi với cốt thép đơn.

Đối với cấu kiện thẳng đứng chiều dày của tiết diện không nên nhỏ hơn 10cm và đối với cấu kiện nằm ngang không nhỏ hơn 8cm. Tầng bảo vệ không nên nhỏ hơn 3cm, ở những nơi có môi trường xâm thực mạnh thì tầng bảo vệ có thể lấy từ 5 - 7cm.

Đường kính cốt thép nên chọn sao cho khoảng cách giữa chúng nằm trong phạm vi từ 7-12cm để bảo đảm sự làm việc của bê tông về mặt chống nứt.

Cũng có khi ở những miền chịu nén người ta còn đặt lưới thép cấu tạo. Lưới thép này còn có tác dụng chống lại ứng suất do co ngót sản sinh trong quá trình bê tông đông cứng.

Để đảm bảo tính hợp lý của cốt thép, đối với tường chắn góc ngầm kiểu chữ L có chiều cao lớn hơn 1,5m, cốt chịu lực nên phân làm 2-3 loại. Một số thanh chạy suốt dọc theo chiều cao của tường, những thanh khác chỉ kéo dài đến 1/3 hoặc 1/2 chiều cao của tường.

b) Đối với tường chắn lắp ghép:

Tường chắn lắp ghép kiểu góc ngầm chữ L được cấu tạo tương tự như tường chắn nhiều khối; sự khác nhau ở chỗ tường chắn lắp ghép nên dùng lưới cốt hàn và chiều dày của tấm giảm nhỏ hơn. Trong bản tường nên bố trí cốt thép kép để bảo đảm an toàn trong điều kiện vận chuyển, lắp ráp.

Các cấu kiện dưới dạng hộp hoặc thanh để lắp ghép các loại tường chắn cũng không có gì khác biệt lắm về mặt cấu tạo.

Một vấn đề phức tạp nhất trong các việc lắp ghép cấu kiện là mối nối. Có hai loại mối nối: mối nối khô và mối nối ướt.

Mối nối khô là những mối nối trong đó các cấu kiện được liên kết với nhau bằng bu lông, hàn hoặc bằng cách gì đó mà không cần đổ bê tông. Loại liên kết này nói chung dùng cho các nhà công nghiệp các công trình tạm. Ưu điểm loại mối nối này là chịu lực được ngay tốn ít vật liệu, rẻ.

Mối nối ướ́t được dùng khá phổ biến cho những tường chắn, sau khi liên kết hàn cần phải đổ bê tông. Loại này chịu lực và truyền lực tốt. Khả năng chống thấm cao.

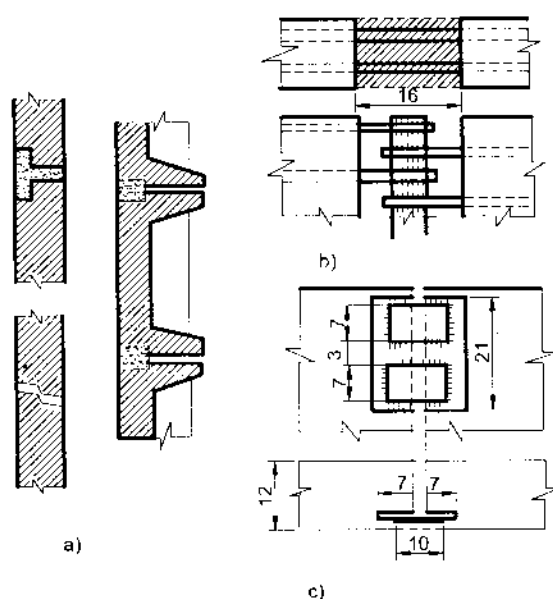
Yêu cầu khớp nối trong thuỷ lợi là:

- Bảo đảm tính liên tục và sự truyền nội lực giữa các cấu kiện;
- Bảo đảm độ cứng để có thể phù hợp với những giả thiết tính toán;
- Bảo đảm chống thấm. Tốt nhất là không cho xuất hiện ứng suất kéo trong mối nối;
- Đơn giản, thi công dễ dàng.

Những cấu kiện có chiều rộng nhỏ thì được liên kết với nhau theo những mối nối dọc để làm cứng các cấu kiện theo chiều cao của tường. Các cấu kiện được liên kết với nhau tại ngay cả những mối nối ngang để bảo đảm tính liên tục theo chiều dài của tường. Đồng thời các cấu kiện cũng được nối với nhau tại các góc.

Mối nối dọc thường chỉ được dùng với bê tông cốt liệu nhỏ hoặc vữa xi măng, (Hình 5-16a).

Mối nối đứng có thể dùng cốt vòng liên kết hoặc cốt hàn kiểu nối đầu (Hình 5-16b).



Hình 5-16

- a) Liên kết toàn khối bằng vữa xi măng.
 b) Bằng hàn nối đầu và đổ bê tông.
 c) Mối nối bằng các tấm kim loại.

Tốt nhất nên dùng kiểu mối nối có tấm kim loại (Hình 5-16c).

Mối nối góc có thể thực hiện bởi việc hàn một số cốt thép chờ và sau đó đổ bê tông.

Các cấu kiện dùng lắp ghép cho tường chắn đất kiểu tường ngăn thường có tiết diện vuông 15 x 15...25 x 25cm.

Chiều dài cấu kiện tùy thuộc vào khả năng vận chuyển và lắp ráp mà quyết định, thường lấy từ 1,2-3m. Cốt thép nên bố trí đối xứng để có thể chịu lực trong khi vận chuyển lắp ráp ở bất cứ vị trí nào.

3. THIẾT BỊ ĐO – KIỂM TRA VÀ BỐ TRÍ CHÚNG [33]

Khái niệm.

Khi thiết kế tường chắn đất, cần qui định việc đặt thiết bị đo kiểm tra nhằm các mục đích sau đây:

- Kiểm tra tình hình làm việc và sự thay đổi trạng thái của tường chắn trong thời gian sử dụng. Khi phát hiện thấy hiện tượng không bình thường, cần kịp thời phân tích nguyên nhân, tìm cách xử lý để ngăn ngừa phát sinh sự cố, đảm bảo cho tường chắn làm việc bình thường.
- Tìm hiểu sự thay đổi trạng thái của tường chắn trong thời gian thi công để có biện pháp bảo vệ chất lượng thi công.
- Cung cấp tư liệu cho việc thiết kế, thi công, quản lý tường chắn và nghiên cứu khoa học sau này.

Nói chung, công tác quan trắc tường chắn thủy công thường bao gồm các bước sau:

- Quyết định và bố trí các hạng mục quan trắc ;
- Thiết kế thiết bị quan trắc ;
- Chôn đặt thiết bị máy móc ;
- Quan trắc ở hiện trường và ghi chép kết quả tính toán và chỉnh lý phân tích các kết quả quan trắc;
- Chỉnh biên các tài liệu quan trắc.

Khi thiết kế tường chắn nói chung cần quy định những quan trắc cụ thể như sau:

Trong giai đoạn thi công cần quan trắc độ lún, chuyển vị ngang và độ vênh của tường (khi tường xây dựng trên nền đất); quan trắc độ đầm chặt và độ lún của đất đắp; quan trắc chế độ nhiệt của khối đổ bê-tông (đối với tường bê tông khối cấp I và II; quan trắc áp lực đất trong quá trình đắp đất (khi có xét tới áp lực bị động không ép trôi).

- Trong giai đoạn sử dụng, cần quan trắc chuyển vị ngang của phần trên tường; quan trắc độ lún của nền tường (nếu là nền đất; quan trắc chế độ thấm và sự làm việc của vật thoát nước trong đất đắp (đối với tường chắn thủy công); quan trắc trạng thái ứng suất tại các tiết diện tường và cốt thép (đối với tường chắn cao từ 20m trở lên); quan trắc áp lực đất, quan trắc chế độ nhiệt.

Khi thiết kế tường chắn, cơ quan thiết kế cần căn cứ tình hình thực tế của công trình mà quyết định các hạng mục và phương pháp quan trắc cũng như thiết kế bố trí các thiết bị quan trắc để lập thành một bộ phận nội dung của văn kiện thiết kế công trình.

Khi thi công, cơ quan thi công cần căn cứ vào yêu cầu của văn kiện thiết kế, chỉ định người chuyên trách về việc chôn đặt thiết bị quan trắc rồi thường xuyên quan trắc, phân tích chỉnh lý số liệu, để nắm chất lượng công trình và sự thay đổi trạng thái làm việc của công trình. Các công tác trên cần được đưa vào kế hoạch thi công, những người sẽ làm công tác quan trắc thi công bộ phận quản lý sau này cần tham gia vào việc chôn đặt thiết bị và quan trắc trong lúc thi công công trình để tiện theo dõi.

Khi bàn giao nghiệm thu công trình, cơ quan thi công cần phải bàn giao cho cơ quan quản lý công trình toàn bộ thiết bị quan trắc và các biểu đồ đã khảo nghiệm cũng như tài liệu quan trắc cùng với công trình.

Sau khi nghiệm thu công trình, căn cứ vào những yêu cầu quan trắc đã nêu trên kết hợp với tình hình thực tế, cơ quan quản lý cần soạn ra một quy trình quản lý công trình chi tiết riêng để theo dõi sau này. Sau đó, cơ quan quản lý, cần quy định người có trình độ làm công tác quan trắc, thường xuyên quan trắc, phân tích và chỉnh biên số liệu để kịp thời nắm được tình hình làm việc của công trình.

Khi phát hiện có vấn đề, cần đề ra biện pháp xử lý và báo cáo ngay với cấp trên. Mỗi khoảng thời gian nhất định, cơ quan quản lý cần nghiên cứu toàn diện tài liệu quan trắc, phân tích quy luật thay đổi trạng thái và tình hình làm việc của công trình, tùy theo khả năng làm việc của công trình mà đề xuất ý kiến về việc sử dụng và tu sửa.

Nói chung, công tác quan trắc cần bảo đảm một số nguyên tắc sau:

- Căn cứ vào sự cần thiết đối với công trình mà tiến hành những hạng mục quan trắc toàn diện nhưng cần thiết, đối với các hiện tượng có quan hệ lẫn nhau cần phải kết hợp quan trắc ;
- Đối với công trình cần quan trắc có hệ thống và liên tục, toàn bộ công tác quan trắc cần phải tiến hành nghiêm túc theo số lần và thời gian đã quy định ;
- Các số liệu quan trắc cần bảo đảm chân thực và chính xác.

Trong phạm vi tài liệu này, chỉ giới thiệu một số điểm cần thiết về quan trắc lún, chuyển vị ngang và vênh, quan trắc áp lực đất tác dụng lên tường chắn còn các loại quan trắc khác, có thể tham khảo trong các tài liệu chuyên môn có liên quan.

2. Quan trắc biến dạng.

a) Mục đích yêu cầu

Để tìm hiểu xem công trình có bảo đảm ổn định và an toàn trong thời gian thi công và sử dụng, cần tiến hành quan trắc chuyển vị (đứng và ngang) để kịp thời nắm được quy luật chuyển vị nhằm nghiên cứu xu thế phá hoại, nghiêng lệch của công trình.

Trên công trình, đặt những mốc cố định để quan trắc biến thiên vị trí của nó tức của công trình, theo phương thẳng đứng và nằm ngang. Theo quy ước, chuyển vị thẳng đứng về phía dưới lấy dấu dương và về phía trên lấy dấu âm; còn chuyển vị ngang (theo phương vuông góc với trục của công trình) về phía trước tường lấy dấu dương, về phía sau lấy dấu âm.

Khi quan trắc chuyển vị thẳng đứng thường dùng máy thủy chuẩn hoặc ống bình thông, căn cứ vào cao trình của điểm chuẩn được xác định trước rồi xác định sự biến thiên cao trình của mốc đặt trên công trình.

Khi quan trắc chuyển vị ngang thường dùng máy kinh vĩ, dùng phương pháp đường ngắm chuẩn hoặc phương pháp tam giác đạc rồi dựa vào điểm chuẩn để xác định biến thiên vị trí theo phương nằm ngang của mốc.

Việc quan trắc chuyển vị thẳng đứng cần tiến hành phối hợp với quan trắc chuyển vị ngang, đồng thời quan trắc cả mực nước ở trước và sau tường. Đối với tường xây bằng bê tông, cần quan trắc cả nhiệt độ bê tông.

Sau khi thi công xong công trình trong vòng hai, ba năm, mỗi tháng tiến hành quan trắc chuyển vị (đứng và ngang) một lần. Sau khi chuyển vị đã cơ bản ổn định hoặc đã nắm rõ quy luật biến thiên của chuyển vị, số lần quan trắc có thể giảm đi nhưng không nên quan trắc ít hơn 4 lần mỗi năm đối với loại công trình lớn.

b) Chôn đặt mốc quan trắc và các phương pháp quan trắc.

α. Chôn đặt mốc quan trắc.

Như trên đã nêu, để quan trắc chuyển vị của công trình nói chung (tường chắn nói riêng) thường dùng hai loại mốc quan trắc.

Loại mốc chôn ngoài công trình, thường đặt trên lớp đá hoặc đất cứng để làm chuẩn, gọi là mốc chuẩn (điểm chuẩn). Loại mốc đặt ngay trên công trình để quan trắc chuyển vị gọi là mốc quan trắc. Trước khi quyết định bố trí mốc quan trắc chuyển vị trên công trình, cần căn cứ vào tầm quan trọng của công trình, tình hình thi công, điều kiện địa chất cũng như phương pháp

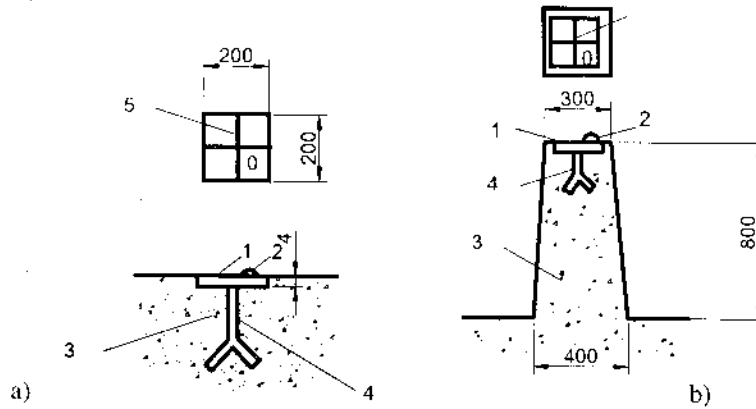
HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

quan trắc, (sẽ trình bày sau). Nói chung, việc bố trí mốc quan trắc cần bảo đảm nguyên tắc là phải nắm được toàn diện trạng thái biến dạng của công trình.

Mốc quan trắc thường là một thanh kim loại chôn chặt vào mặt ngoài công trình, phía trên dính một tấm kim loại mỏng. (hình 5-17a).

Trên mặt tấm kim loại, có khắc hai đường thành hình chữ thập; tại một góc tấm kim loại, có gắn mũ bằng đồng (hình 5-17a).

Nếu có điều kiện và khi cần thiết có thể bố trí mốc quan trắc trên một móng bê tông cốt thép riêng (hình 5-17b).



Hình 5-17

Sơ đồ kết cấu mốc quan trắc chuyển vị của công trình bê tông.

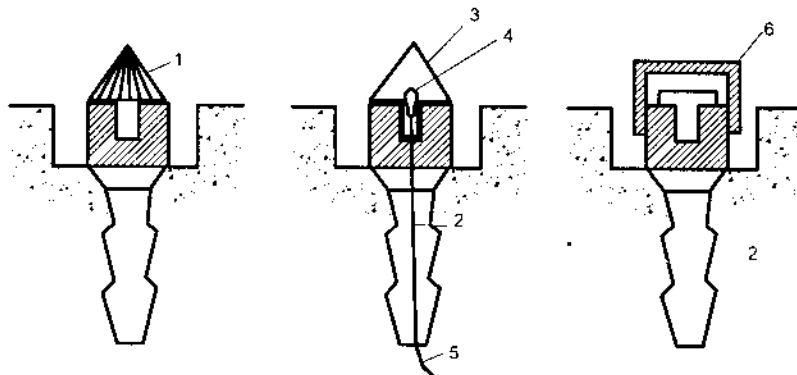
a- Mốc gắn vào mặt ngoài công trình ; b- Mốc gắn vào một móng bê tông ;

1 - Tấm kim loại ; 2 - Mũ đồng ; 3 - Bê tông ;

4 - Thanh kim loại có $\Phi = 19\text{mm}$, dài khoảng 200 mm ; 5 - Đường chữ thập.

Nếu dùng phương pháp tam giác đặc để quan trắc chuyển vị còn có thể dùng mốc kiểu nêu trên hình 5-18.

Trong quá trình đổ bê tông công trình (hoặc sau khi thi công khoan lỗ) đặt sẵn một đế bằng kim loại hình 5-18). Khi đặt đế kim loại cần bảo đảm đường trục của lỗ tròn ở phần trên thẳng đứng. Khi quan trắc cần đặt mũ mốc đo vào đó. Mũ này có thể làm bằng kim loại (hình 5-18a) hoặc có lắp bóng đèn điện nếu cần quan trắc ban đêm (hình 5-18b). Khi không quan trắc, có thể dùng nắp đậy để bảo vệ mốc đo (hình 5-18c).



Hình 5-18

Sơ đồ kết cấu mốc quan trắc chuyển vị ngang
(khi dùng phương pháp tam giác đặc) của công trình bê tông.

1 - Mũ kim loại ; 2 - Đế kim loại ; 3 - Mũ thủy tinh ; 4 - Bóng đèn ; 5 - Giấy điện ; 6 - Nắp bảo vệ.

Nếu dùng phương pháp đường ngắm chuẩn để quan trắc chuyển vị có thể dùng mốc quan trắc kiểu di động gọi là biển ngắm di động. Phía dưới biển ngắm, gắn thêm đáy, có khắc độ tới mm, (hình 5-19).

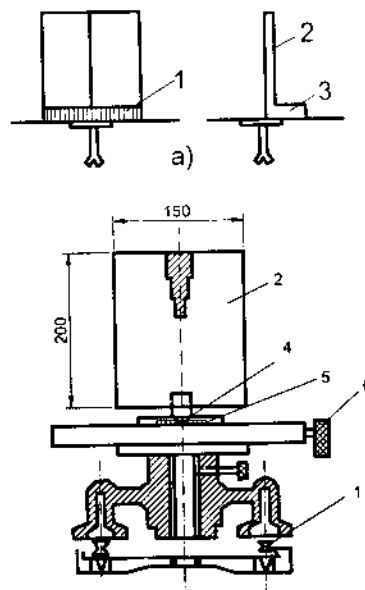
Việc bố trí mốc chuẩn để quan trắc chuyển vị nói chung tiến hành như sau :

- Mốc chuẩn để quan trắc chuyển vị thẳng đứng thường bố trí trên đường trục của công trình hoặc tường chắn, đặt trên nền đất cứng hoặc đá, ở phía ngoài công trình và tiện quan trắc (mốc quan trắc). Nói chung, ứng với mỗi hàng dọc mốc quan trắc, có thể bố trí một mốc chuẩn bên ngoài. Đối với mỗi công trình thủy lợi bố trí 1 + 2 mốc cơ bản để dẫn xuất và hiệu chỉnh cao trình của mốc chuẩn.

- Khi dùng phương pháp đường ngắm chuẩn để tiến hành quan trắc chuyển vị ngang của công trình và tường chắn thì thường bố trí hai mốc chuẩn trên đường kéo dài của mỗi hàng mốc quan trắc ở phía ngoài tường chắn. Mốc chuẩn phải đặt trên đá hoặc đất nguyên thổ, tại nơi không chịu ảnh hưởng của biến dạng của nền, không bị phá hoại do máy móc bên ngoài gây ra và phải thuận tiện khi quan trắc.

Để hiệu chỉnh vị trí của mốc chuẩn, có thể bố trí một mốc cơ bản trên đoạn kéo dài của đường nối các mốc chuẩn đặt ở ngoài công trình.

- Khi dùng phương pháp tam giác đặc để quan trắc chuyển vị ngang của công trình, có thể phân mốc chuẩn ra làm hai loại: “mốc xác định” và “mốc định hướng”. “Mốc xác định” nên bố trí trên nền đá hoặc đất cứng, tiện quan trắc mọi mốc quan trắc đặt trên công trình, nói chung không nên lấy ít hơn ba. “Mốc định hướng” dùng để hiệu chỉnh vị trí của mốc chuẩn.



Hình 5-19

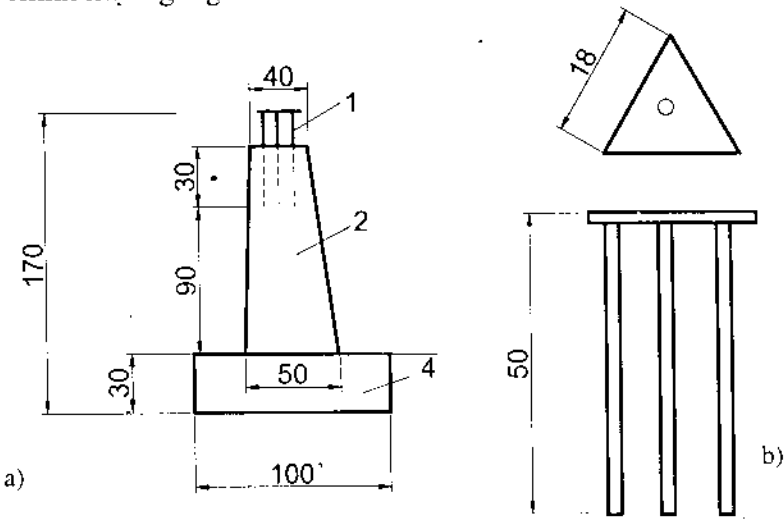
Hai kiểu sơ đồ kết cấu bản ngắm di động

- 1- Độ khắc milimét; 2- Biển ngắm; 3- Bản đáy; 4- Bọt khí;
6- Ốc điều chỉnh chuyển vị ngang; 7- Ốc điều chỉnh.

Kết cấu của mốc chuẩn để quan trắc chuyển vị ngang có thể làm bằng bê tông cốt thép cố định (hình 5-20a), và phân làm hai bộ phận. Phần dưới là đế có kích thước 1,0 x 1,0 x 0,3m, gắn trực tiếp vào trong nền đá hoặc đất nguyên ; phần trên có dạng hình tháp trụ vuông, đáy trụ có kích thước 0,5 x 0,5m, đỉnh trụ 0,4 x 0,4m, chiều cao trụ 1,2m (hình 5-20a). Tại đỉnh trụ bê tông, chôn vào một giá đỡ bằng kim loại dùng để đặt máy kinh vĩ hoặc biển ngắm cố định. Giá đỡ cao 0,5m, chôn sâu vào bê tông 0,3m (hình 5-20b): trên mặt giá đỡ, khoét một lỗ tròn

HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

có độ lớn ôm vừa khít đường kính của ốc liên kết giữa giá đỡ và máy kinh vĩ. Phía trên mặt bê tông và dưới lỗ tròn chôn vào một thanh kim loại, phía trên khắc dấu chữ thập có tâm trùng với tâm lỗ tròn. Mặt giá đỡ cần bảo đảm nằm ngang, do đó khi thi công phải dùng máy móc chính xác để điều chỉnh mặt ngang.

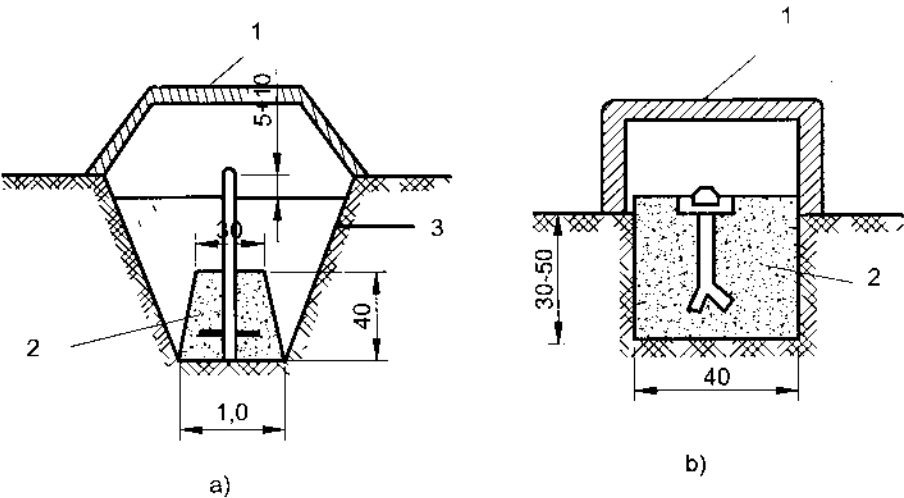


Hình 5-20

Sơ đồ cấu tạo móc cơ bản đo chuẩn vị ngang.

- a) Móc cơ bản ; b) Giá đặt trên móc móc ;
1- Giá đỡ ; 2 - Trụ móc bê tông ; 4 – Bệ đỡ.

Móc chuẩn dùng để quan trắc chuyển vị thẳng đứng chôn trong đất nguyên có kết cấu như hình 5-21a biểu thị. Để chôn móc, đầu tiên đào trong đất một hố rồi đổ một khối bê tông hình tháp vuông, trong đó chôn sẵn một ống thép có đường kính không nhỏ hơn 50mm ; phía dưới ống cắm vào hai then ngang vuông góc bằng thép để ống được liên kết chặt với bê tông. Đầu trên ống, gắn vào một chóp bằng đồng. Trong hố lấp cát hạt nhỏ, mặt cát lấp thấp hơn chóp tiêu điểm khoảng 5 + 10cm. Trên đỉnh hố, đặt một nắp bảo vệ, bình thường thì đóng khóa kín.



Hình 5-21

Sơ đồ kết cấu móc có bản đo chuyển vị đứng chôn trong nền đất.

Nếu gặp nền đá dùng móc chuẩn ban đầu có kết cấu nêu trên hình 5-21b.

Nói chung, còn nhiều kiểu các loại móc quan trắc khác nhau nữa, trên đây chỉ giới thiệu một vài loại có tính chất tiêu biểu ; trên thực tế sử dụng có thể tùy tình hình cụ thể mà chọn những loại thích hợp dựa trên các tài liệu chuyên môn.

Việc chọn các mốc quan trắc chuyển vị cần tiến hành ngay sau khi làm xong công trình. Đầu tiên chôn các mốc chuẩn và mốc cơ bản, sau đó dựa vào mốc chuẩn để xác định vị trí của mốc quan trắc và chôn nó trên công trình. Sau khi chôn mốc quan trắc, căn cứ vào mốc chuẩn và mốc cơ bản để xác định vị trí và cao trình ban đầu của chúng. Khi dùng phương pháp đường ngắm chuẩn để chôn mốc quan trắc chuyển vị ngang, thì trung tâm đường chữ thập trên mốc quan trắc không được cách xa đường chuẩn một khoảng lớn hơn 20mm.

Đối với các mốc chuẩn, mốc quan trắc cũng như các thiết bị quan trắc, cần phải nhớ ghi số hiệu, vị trí, thời gian chôn, kết quả quan trắc lần đầu tiên vào bảng ghi chép đồng thời kèm theo bản vẽ vị trí và kết cấu của chúng.

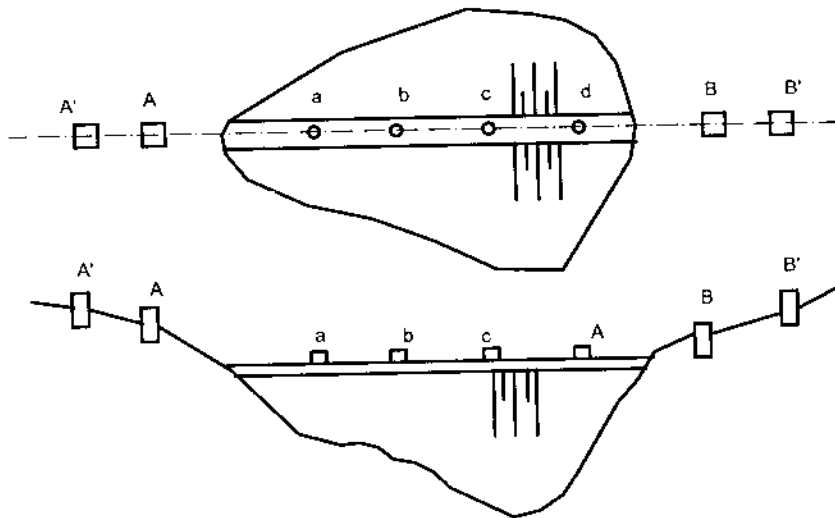
β) Các phương pháp quan trắc chuyển vị.

Trên thực tế, có nhiều loại máy móc và phương pháp quan trắc chuyển vị khác nhau, nhưng trong phạm vi tài liệu này, chủ yếu chỉ giới thiệu một số phương pháp trắc đạc, dùng máy kinh vĩ và ống bình thông để quan trắc, vì đó là loại thông dụng và cũng bảo đảm mức độ chính xác đạt yêu cầu.

Phương pháp đường ngắm chuẩn, phương pháp tam giác đạc và phương pháp đường thẳng góc thường được dùng để quan trắc chuyển vị ngang; để quan trắc chuyển vị thẳng đứng, thường dùng máy thủy chuẩn.

Phương pháp đường ngắm chuẩn lấy đường thẳng nối hai mốc chuẩn song song với trục công trình làm chuẩn để đo chuyển vị ngang của các cột mốc quan trắc đặt trên công trình. Máy ngắm có thể dùng kính vĩ có độ phóng đại không nhỏ hơn 30 lần hoặc máy ngắm chuyên dùng. Đối với công trình dài và quan trọng cần phải dùng máy có độ chính xác cao hơn. Khi cao trình mốc chuẩn và mốc quan trắc chuyển vị không khác nhau nhiều và gần như bằng ngang, có thể dùng máy thủy chuẩn có độ chính xác cao để tiến hành quan trắc.

Phương pháp quan trắc có theo mô tả như hình 5-22.



Hình 5-22

Sơ đồ bố trí mốc cơ bản (A, B, A', B') và các mốc quan trọng trên một đập (a, b, c, d) để đo chuyển vị ngang

Trên mốc chuẩn A (hoặc B), đặt máy kinh vĩ cân bằng máy, sau đó ngắm mốc chuẩn B' (hoặc A'); sau đó hãm chặt bộ phận quang học của máy, rồi dùng ống kính ngắm các mốc quan trắc đặt trên công trình. Tại mốc quan trắc, theo sự chỉ huy của người ngắm ống kính, người cầm biển ngắm xê dịch vị trí biển ngắm trên đường ngang (vuông góc với đường ngắm chuẩn) của chữ thập, cho tới khi dấu trên biển ngắm trùng với dây chỉ đúng trong ống kính (tức đường

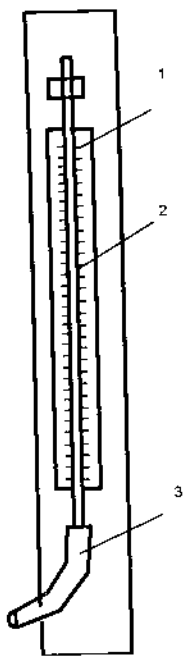
HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẤN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

ngắm chuẩn) thì thôi; đọc độ lớn chuyển vị, ghi vào bảng, ghi chép (xem phụ lục) rồi thông báo cho người ngắm ống kính dùng phần kính đọc lại một lần, cuối cùng lấy giá trị bình quân của hai lần đọc đó làm kết quả đo lần thứ nhất. Tiếp tục làm như vậy lần thứ hai, nếu như sai số giữa hai lần đo đạt yêu cầu độ chính xác, lúc đó mới thông báo cho người ngắm ống kính chuyển đo mốc quan trắc khác.

- Khi dùng phương pháp tam giác đặc để quan trắc chuyển vị ngang thì nói chung nên dùng máy kinh vĩ có độ phóng đại gấp 40 lần và số đọc nhỏ nhất là 0,2". Khi quan trắc, đặt máy kinh vĩ trên mốc xác định sau đó ngắm sang các mốc xác định khác, rồi dùng phương pháp "giao hội phía trước", cứ mỗi lần quan trắc mốc đo trên công trình thì lại đọc góc nằm ngang. Sau khi quan trắc ít nhất bốn lần, dùng trị số bình quân tính ra tọa độ trên mặt bằng của các mốc quan trắc, rồi so sánh đối chiếu với tọa độ ban đầu của chúng, có thể xác định được độ lớn chuyển vị ngang.

Nếu tường chấn quá dài, ngoài việc dựa vào những mốc cơ bản đã xác lập theo yêu cầu nêu trên, có thể chọn vị trí thích đáng trên hàng mốc quan trắc chuyển vị để đặt máy quan trắc xem đó là những mốc chuẩn bổ sung. Khi quan trắc dùng phương pháp tam giác đặc hoặc phương pháp đường ngắm chuẩn xác định vị trí của mốc chuẩn mới lập thêm, sau đó trên mốc chuẩn này dùng phương pháp đường ngắm chuẩn để quan trắc chuyển vị ngang của những mốc quan trắc trên hàng.

- Để quan trắc chuyển vị thẳng đứng bằng máy thủy chuẩn, thường dùng loại có độ phóng đại không nhỏ hơn 26 lần, độ nhạy ống thủy không nhỏ hơn 25"/2mm. Khi quan trắc, căn cứ vào cao trình của mốc chuẩn ban đầu để đo cao trình của các mốc chuyển vị. Nói chung, dựa vào trình tự và phương pháp xác định bằng thủy chuẩn thì mỗi vòng đi về đo được một lần. Số các mốc xác định và các điểm chuyển nên tận dụng lấy ít, vị trí của chúng nên cố định, khoảng cách ngắm trước và sau nên lấy bằng nhau và nói chung không lớn hơn 50m; độ cao của đường ngắm nhỏ nhất cách mặt đất 1,0 mét.



Hình 5-23

- Còn có thể dùng nguyên tắc "bình thông nhau" để quan trắc chuyển vị thẳng đứng. Theo cao trình mốc chuẩn ban đầu, dùng "ống thông nhau" có thể xác định ra cao trình mốc quan trắc. Dụng cụ "ống thông nhau" gồm có ba bộ phận hợp thành: ống chất dẻo, ống thủy tinh và thước khắc độ. Hai đầu ống chất dẻo có đường kính trong 1,2cm, dài 20cm, mỗi đầu nối với một ống thủy tinh có đường kính ngoài 1,4cm, dài 12cm. Ống thủy tinh được đặt trong rãnh lõm của mặt thước chia độ có khắc độ tới cm (hình 5-23). Trên ống thủy tinh có khắc độ tới mm, khoảng cách cm trên ống phải thật khớp với độ khắc cm trên mặt thước chia độ. Độ khắc ở hai mặt thước chia độ tại hai đầu cũng phải hoàn toàn giống nhau.

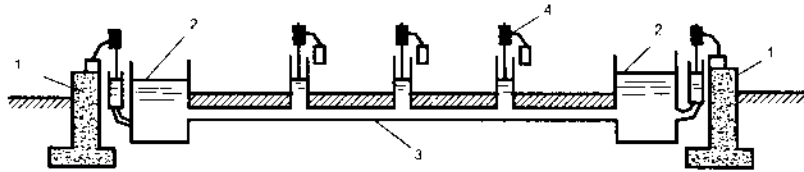
Hình 5-23

Sơ đồ ống bình thông kiểu di động để quan trắc chuyển vị thẳng đứng (1 ống nữa tương tự).

- 1 – Thước khắc milimet; 2 – Ống thủy tinh;
- 3 – Ống chất dẻo

Khi quan trắc, trong ống đổ nước ; hai người, mỗi người cầm một mặt thước chia độ và đứng trên một mốc quan trắc, mỗi người đọc số đọc của mặt nước trong ống tại chỗ mình đứng ; từ hiệu số đọc của hai người, có thể tính ra cao trình của mốc quan trắc kia.

Nếu có điều kiện, có thể đặt dụng cụ “ ống bình thông” cố định trong công trình và đặt kim đo mặt nước để quan trắc sự biến đổi cao trình của mốc quan trắc (hình 5-24).



Hình 5-24

Sơ đồ bố trí ống bình thông kiểu cố định đặt vào công trình để quan trắc chuyển vị đứng

1 - Mốc cơ bản ban đầu ; 2 - Bình nước;

3 - Ống liên thông chôn vào trong công trình; 4- Kim đo mực nước.

Khi dùng các phương pháp quan trắc khác nhau, cần bảo đảm yêu cầu về độ chính xác như sau.

Nếu dùng phương pháp đường ngắm chuẩn để quan trắc chuyển vị ngang, sai số của kết quả hai lần đo không được lớn hơn 2mm.

Nếu dùng phương pháp tam giác đặc quan trắc chuyển vị ngang, sai số về số đọc bình quân thuộc hai độ góc phải nhỏ hơn 0,5 giây.

Khi quan trắc chuyển vị phẳng đứng, sai số không được vượt quá $\pm 0,72\sqrt{n}$; (mm); (n- số trạm đo), đối với công trình bê tông loại lớn ; đối với công trình bê tông loại vừa, trị số đó không vượt quá $\pm 1,4\sqrt{n}$; (mm)

Ngoài ra còn phải quy định về việc hiệu chỉnh mốc chuẩn như sau.

Đối với mốc chuẩn dùng để quan trắc chuyển vị ngang thì cứ hai năm một lần hiệu chỉnh nhờ mốc chuẩn hiệu chỉnh (mốc cơ bản) ; khi còn hoài nghi kết quả quan trắc chuyển vị ngang, cần phải kiểm tra lại ngay mốc chuẩn ; khi kiểm tra cần tiến hành đo thuận đảo kính 6 lần đối với mỗi góc.

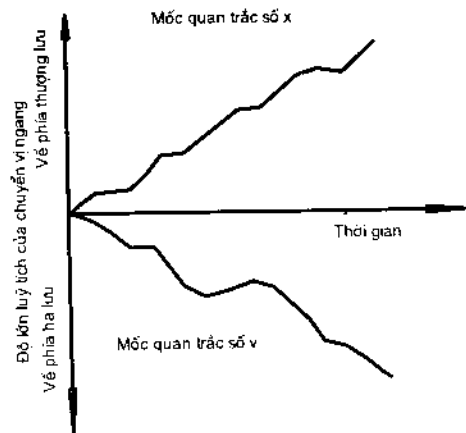
Đối với mốc chuẩn ban đầu dùng để quan trắc chuyển vị đứng, thì cứ mỗi năm hiệu chỉnh một lần nhờ mốc cơ bản thủy chuẩn ; khi còn hoài nghi kết quả quan trắc chuyển vị đứng, cần phải kiểm tra ngay mốc chuẩn ban đầu khi kiểm tra sai số khép kín lượt đo đi và về không được vượt qua $\pm 0,72\sqrt{n}$; (mm) đối với công trình bê tông.

Nếu có hoài nghi đối với mốc thủy chuẩn cơ bản cần dựa vào yêu cầu của quy phạm đo và căn cứ vào mốc thủy chuẩn chính xác để tiến hành hiệu chỉnh.

Khi quan trắc chuyển vị cũng phải chọn lúc thời tiết thích hợp để tránh sai số.

c) *Chỉnh lý số liệu.*

Sau khi ghi chép các kết quả quan trắc vào các mẫu bảng biểu, cần phải vẽ một số đường cong để tiện chỉnh lý phân tích.

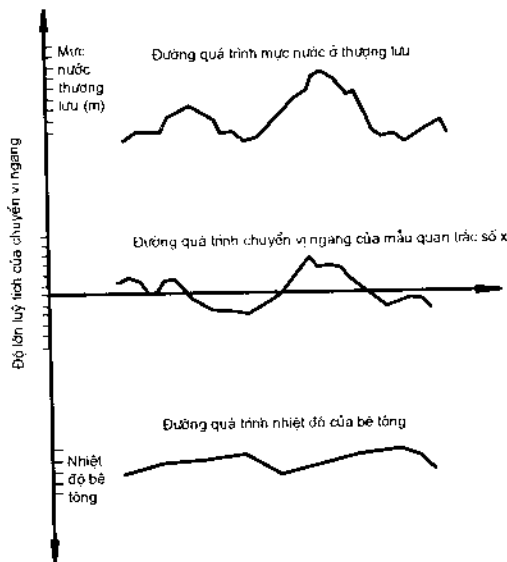


Hình 5-25
Đường quá trình chuyển vị ngang

Các đường cong nên vẽ nối chung gồm có:

- Đường quá trình chuyển vị ngang (hình 5-25)

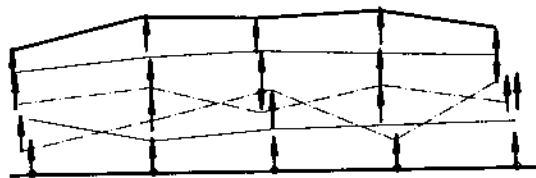
Trường hợp công trình đập bê tông nên vẽ cả mực nước thượng lưu và đường quá trình nhiệt độ của bê tông. (Hình 5-26).



Hình 5-26

Các đường quá trình chuyển vị ngang, quá trình nhiệt độ của bê tông và quá trình mực nước thượng lưu

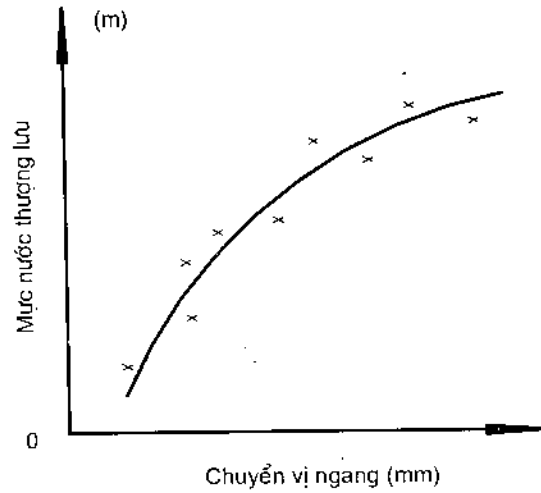
- Liều đồ phân bố chuyển vị ngang của mặt cắt dọc công trình (hình 5-27);



Hình 5-27

Biểu đồ phân bố chuyển vị ngang mặt cắt dọc của công trình

- Đường cong quan hệ giữa mực nước thượng lưu công trình bê tông với chuyển vị ngang của nó; (hình 5-28)



Hình 5-28

Đường quan hệ giữa chuyển vị ngang và mực nước thượng lưu của công trình bê tông

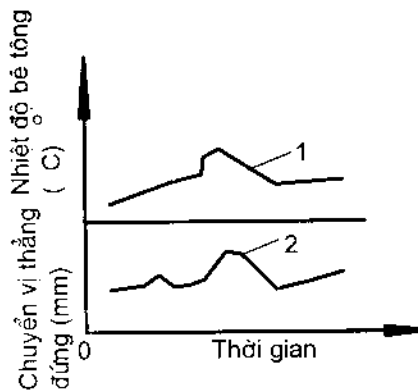


Hình 5-29

Đường quá trình chuyển vị thẳng đứng;

1- Đường lý thuyết : 2 - Đường thực đo

- Đường quá trình chuyển vị thẳng đứng (hình 5-29) khi cần thiết vẽ cả đường quá trình nhiệt độ của bê tông (hình 5-30)



Hình 5-30

Đường quá trình chuyển vị thẳng đứng và nhiệt độ bê tông

Chú thích: Tác động của nhiệt độ cũng làm cho bản thân công trình bê tông biến dạng và chuyển vị.

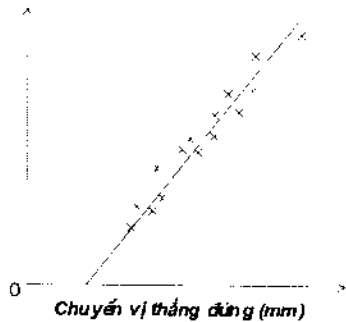
HƯỚNG DẪN THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN CÔNG TRÌNH THỦY LỢI

Trong lớp đất đắp sau tường chắn nước ở phía ngực tường nhiệt độ phân bố không đều và thay đổi tùy theo mùa. Sự thay đổi của nhiệt độ theo không gian và thời gian làm cho bản thân công trình bê tông nói chung, tường chắn nói riêng bị biến dạng.

Theo kinh nghiệm thấy rằng, đối với những đập bê tông khi nhiệt độ tăng thì đỉnh đập di động về phía thượng lưu và ngược lại. Sự thay đổi về nhiệt độ cũng gây ra biến dạng theo hướng song song với trục đập: khi mực nước không đổi nếu nhiệt độ tăng, đỉnh đập dãn về phía hai bờ, nếu nhiệt độ giảm, đỉnh đập co vào phía giữa. v.v...

Chính vì những nguyên nhân đó mà kèm theo các đường quá trình chuyển vị (dứng và ngang) của công trình, cần vẽ thêm các đường quá trình nhiệt độ tương ứng để có cơ sở đánh giá một cách toàn diện quá trình biến dạng và chuyển vị của công trình nói chung.

- Đường cong quan hệ giữa chuyển vị thẳng đứng của công trình bê tông với nhiệt độ bê tông (hình 5-31).



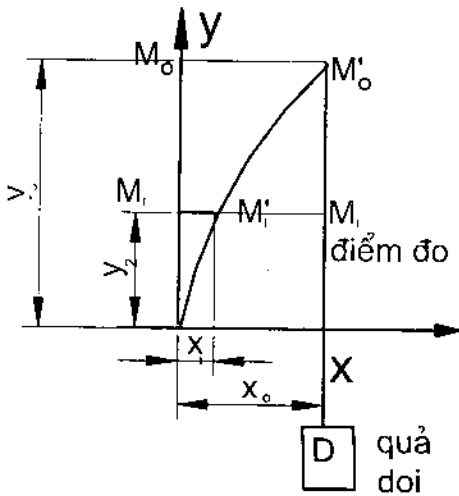
Hình 5-31

Đường quan hệ chuyển vị thẳng đứng của công trình bê tông với nhiệt độ bê tông

3. Quan trắc độ vênh của tường chắn

Vênh là chuyển động quay của các điểm trên mặt công trình quanh trục vuông góc với phương thượng hạ lưu công trình. Nguyên nhân gây ra vênh là do thân công trình chịu tác dụng của các loại áp lực đất hoặc nước khác nhau gây ra.

Để quan trắc độ vênh, ở gần đỉnh công trình treo một dây dọi dài tới đáy, đồng thời tại các độ cao khác nhau trên đường dây dọi, lập một số điểm đo và dùng máy tọa độ để đo độ chuyển vị tương đối giữa các điểm đo với điểm thấp nhất của dây dọi. Nói chung, quan trắc độ vênh cần dùng dây dọi bố trí trong giếng đứng của công trình cho nên còn gọi là quan trắc dây dọi trong giếng đứng.



Có hai phương pháp quan trắc độ vênh.

a) Phương pháp nhiều điểm đặt máy.

Treo dây dọi ở gần đỉnh công trình, giữ cho dây đứng yên rồi đặt máy tọa độ ở các điểm đo. Trị số đo là độ chuyển vị tương đối giữa các điểm đo và điểm treo dây dọi, ký hiệu là x_1 và x_0 (hình 5-32).

Hình 5-32

Đo theo phương pháp nhiều điểm đặt máy

Theo quy ước, độ vênh của một điểm bất kỳ được tính bằng biểu thức sau :

$$X_i = x_0 - x_i; \quad (5-1)$$

trong đó :

x_0 - độ chuyển vị tương đối giữa điểm thấp nhất của dây dọi (D) và điểm gần đỉnh nơi treo dây dọi (M_0) ;

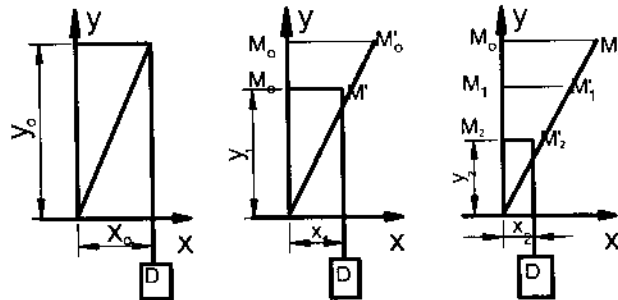
x_i - độ chuyển vị tương đối giữa điểm đo bất kỳ (M_i) và điểm đỉnh M_0 .

b) Phương pháp nhiều điểm mắc dây dọi.

Phương pháp này khác phương pháp nêu trên ở chỗ chỉ còn lập một vị trí đặt máy đo tọa độ ở điểm thấp nhất D của dây dọi, còn tại một điểm đo lập điểm treo dây dọi.

Khi quan trắc, mắc dây dọi vào các điểm đo. Trị số đo là độ chuyển vị tương đối giữa các điểm đo và điểm thấp nhất của dây dọi, ký hiệu là X_i (hình 5-33).

Do theo phương pháp này thì tại mỗi điểm đo đều phải mắc dây dọi làm cho dây dễ bị hỏng; mặt khác, nếu cấu tạo của điểm mắc dây không tốt, sai số sẽ lớn. Ưu điểm của phương pháp này là ở chỗ chỉ cần một máy đo tọa độ đặt ở một vị trí nhất định.



Hình 5-33

Đo theo phương pháp nhiều điểm mắc dây dọi

Dụng cụ quan trắc độ vênh gồm có máy đo tọa độ và các phụ tùng, dây dọi. thiết bị mắc quả dọi, thiết bị đỡ quả dọi và thùng dầu để giữ quả dọi khỏi đu đưa.

Những dụng cụ nêu trên và cách sử dụng cũng như cách đo độ vênh và chỉnh lý tài liệu đo, thường có giới thiệu trong các tài liệu trắc địa công trình.

4. Quan trắc áp lực đất: [33], [34].

a) Bố trí và chôn đặt thiết bị đo.

Việc quan trắc áp lực đất được tiến hành nhờ những thiết bị đo được đặt sẵn trên mặt ngoài công trình chỗ tiếp xúc với đất tại những mặt cắt cần quan trắc.

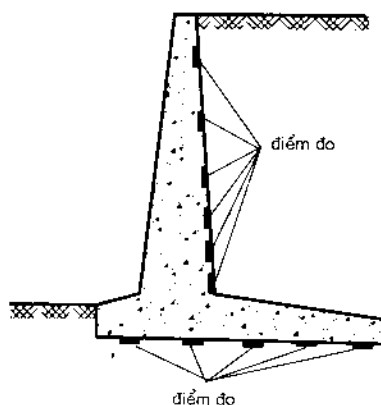
Đối với tường chắn đất, thường đặt thiết bị đo ở phía lưng tường để đo áp lực đất hoặc đặt tại đáy tường để đo phản lực của nền tường.

Việc quyết định những điểm đặt thiết bị đo áp lực đất cụ thể, nói chung cần căn cứ vào tình hình tác dụng của áp lực đất, tại chỗ công trình chịu áp lực đất tương đối lớn, nơi tình hình địa chất phức tạp và tại những chỗ cần thu thập tài liệu hoặc cần kiểm tra lại thiết kế.

Để đo áp lực đất ở lưng tường, có thể chọn từ 1 đến 3 mặt cắt chịu áp lực lớn nhất để bố trí điểm đo. Điểm đo bố trí trên mặt lưng tường và bảo đảm mặt chịu áp của thiết bị đo ngang bằng với mặt lưng tường để mặt này tiếp xúc tốt với đất đắp.

Các điểm đo phía dưới nên bố trí dày hơn (khoảng cách các điểm đo từ $1 \div 3\text{m}$), các điểm đo phía trên, bố trí thưa hơn (khoảng cách từ $3 \div 5\text{m}$) (hình 5-34); nói chung, trên mỗi mặt cắt, không nên bố trí ít hơn ba điểm đo.

Để đo phản lực của nền tường chắn, cũng chọn từ 1 đến 3 mặt cắt để bố trí điểm đo. Những mặt cắt này nên chọn tại chỗ phản lực của nền lớn và cường độ của đất nền nhỏ. Số điểm đo trên mỗi mặt cắt không nên lấy ít hơn 5 (hình 5-34).



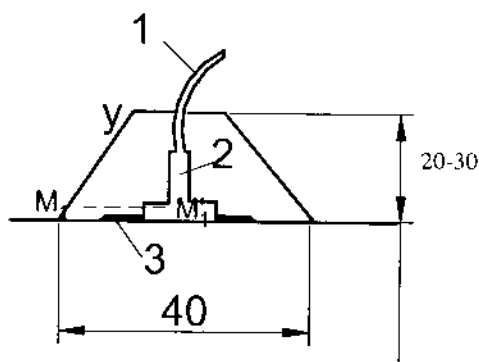
Hình 5-34

Sơ đồ bố trí các điểm đo phản lực nền và áp lực đất lên tường chắn

Việc chôn đặt thiết bị đo cần tiến hành trong quá trình thi công công trình.

Để chôn đặt thiết bị đo áp lực đất ở lưng tường, thì khi đổ bê tông tới điểm đo, đặt thiết bị đo cố định vào vị trí đã định, sau đó lại tiếp tục đổ bê tông. Cần bảo đảm mặt chịu áp của thiết bị đo ngang bằng với mặt lưng tường để mặt này tiếp xúc tốt với đất đắp.

Nếu chôn đặt thiết bị để đo phản lực của đất nền, đầu tiên chôn thiết bị đo vào một khối bê tông đúc sẵn (hình 5-35). Sau khi dọn sạch nền, gạt bằng ngang nơi định chôn đặt thiết bị đo, phủ lên trên đó một tấm giấy dầu diện tích chừng 1 m^2 , ở giữa có khoét một lỗ tròn có đường kính nhỏ hơn đường kính mặt chịu áp của thiết bị đo một chút. Cuối cùng, đặt khối bê tông đúc sẵn đã đặt thiết bị đo lên tờ giấy dầu, sao cho mặt chịu áp lọt vào lỗ tròn, rồi đưa dây dẫn ở thiết bị đo ra ngoài.



Hình 5-35

Sơ đồ chôn đặt thiết bị đo áp lực đất ở đáy móng (đơn vị: cm)

1. Dây dẫn; 2. Thiết bị đo; 3. Giấy dầu.

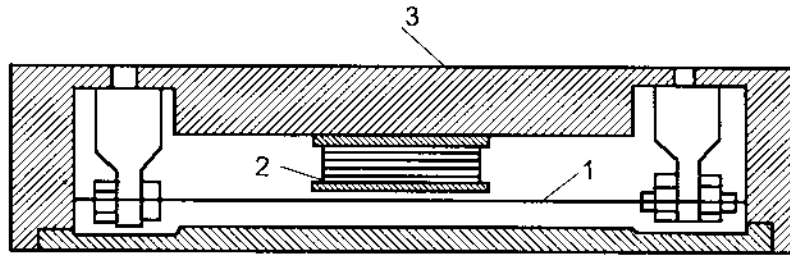
Sau khi chôn đặt thiết bị đo, cần ghi lại vào sổ số hiệu, quy cách, tính năng, vị trí và thời gian chôn thiết bị cũng như kết quả quan trắc lần đầu tiên.

b) Thiết bị và phương pháp đo áp lực đất

Thiết bị đo áp lực đất được dùng phổ biến hiện nay là met-đô- da (MESDOZA). Đó là một hộp kim loại hình trụ mỏng, bên trong bố trí cơ chế để đo. Tùy theo cơ chế đo khác nhau, có thể nêu ra hai loại thường dùng là metđôda kiểu dây rung và metđôda kiểu ứng biến điện trở.

α - Metđôda kiểu dây rung - (hình 5-36).

Nguyên tắc làm việc của loại met-đô-da này như sau. Khi mặt chịu áp bị áp lực tác dụng, nó sẽ bị uốn và do đó kéo theo biến dạng của sợi dây thép ở trạng thái căng sẵn mắc ở trong ; làm cho tần số rung của dây thay đổi. Một hệ nam châm điện bố trí bên trong biến dao động đó của dây thành dao động điện. Tần số của dao động này được đo dựa trên việc so sánh với một dao động điện chuẩn.



Hình 5-36

Sơ đồ metđôda kiểu dây rung

1. Dây thép; 2. Nam châm điện; 3. Mặt chịu áp

Một đường dây dẫn, nối từ metđôda này tới trạm đo bố trí trên công trình, ở đó có thiết bị tiếp thu các tín hiệu phát ra từ metđôda.

Trong những thiết bị đo, loại metđôda kiểu rung là ổn định hơn cả vì kết quả đo không phụ thuộc, biến thiên điện trở thuần của cáp nối, không phụ thuộc điện cảm và điện dung của cáp nối.

β - Metđôda kiểu ứng biến điện trở (hình 5-37).

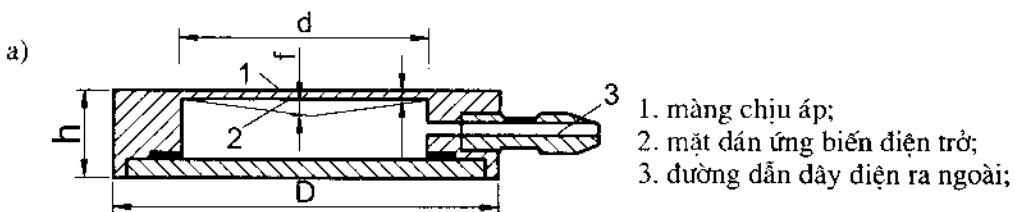
Loại này được dùng rất phổ biến hiện nay.

Biến dạng của màng metđôda được đo nhờ một tấm ứng biến điện trở dây gắn vào màng bằng hồ dán hoặc căng trên những giá đặc biệt nhận biến dạng của màng.

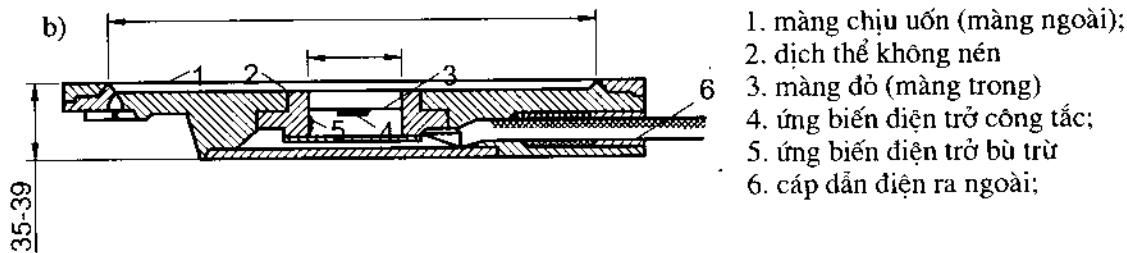
Khi màng metđôda chịu áp lực, biến dạng của màng kéo theo biến dạng của tấm ứng biến điện trở. Khi tấm ứng biến điện trở biến dạng, điện trở của nó cũng thay đổi theo.

Nhờ dây dẫn từ tấm ứng biến điện trở đó tới máy đo điện, dựa trên nguyên tắc cầu wheatstone đặt tại trạm đo bố trí trên công trình, có thể ghi được biến thiên điện trở của tấm ứng biến điện trở.

Đối chiếu kết quả ghi được đó với đường hiệu chuẩn lập sẵn cho quan hệ giữa “áp suất - biến thiên điện trở” của metđôda, sẽ biết được giá trị áp suất tác dụng lên metđôda.



1. màng chịu áp;
2. mặt dán ứng biến điện trở;
3. đường dẫn dây điện ra ngoài;



Hình 5-37

Sơ đồ metdoda ứng biến điện trở

- a- Kiểu màng “khô” (màng đơn);
- b – Kiểu biến đổi thủy lực (màng kép);

Loại metdoda kiểu ứng biến điện trở ngày càng được cải tiến theo các hướng sau đây.

Một là tăng khả năng chịu lực của màng metdoda. Như đã biết màng Metdoda được tiện bằng kim loại, như vậy nếu màng càng mỏng, độ nhạy về biến dạng càng lớn; nhưng khi đó màng lại không chịu lực cao được. Để giải quyết mâu thuẫn này, người ta đã cấu tạo metdoda kiểu có biến đổi thủy lực (met- đô da màng kép). Màng ngoài trực tiếp chịu áp lực cần đo ; áp lực này truyền qua một lớp dịch thể không nén ở giữa, qua đó truyền vào màng trong có dán tấm ứng biến điện trở gọi là màng đo. Như vậy, nhờ có lớp dịch thể không nén ở giữa có khả năng, truyền áp lực thủy tĩnh, nên metdoda loại này vừa bảo đảm có độ nhạy cao, vừa đo được những áp lực lớn (Hình 5-37 b).

Bảng 5-1 giới thiệu những đặc trưng tham khảo của metdoda khô và metdoda có biến đổi thủy lực.

Bảng 5-1

Những kích thước yếu (mm)				$\frac{h}{d}$	Độ uốn lý thuyết của màng khi $p = \text{kg/cm}^2$ $f \text{ (mm)}$	$\frac{d}{f}$	Loại metdoda
D	d	h	δ				
100	50	10	0,5	0,10	0,26	190	Màng khô
45	25	7	0,3	0,16	0,075	330	Màng khô
45	25	8	0,6	0,18	0,009	2800	Màng khô
45	25	8	0,6	0,17	0,009	2800	Có biến đổi thủy lực

Hai là tìm cách loại trừ những nguyên nhân gây ra sai số khi đo.

Nguyên nhân đầu tiên gây ra sai số khi đo là do tính biến dạng không đồng đều của màng chịu áp của metdoda, từ đó gây ra độ võng không đồng đều của màng đo, điều đó sẽ gây ra một sự phân bố lại tương ứng của áp lực lên mặt metdoda do đó trạng thái ứng suất trong vùng đặt thiết bị đo sẽ bị sai lệch. Vì vậy, khi chế tạo metdoda cần khống chế độ không đồng đều này tới mức tối thiểu.

Nếu metdoda chôn trong môi trường (đất), thì còn có nguyên nhân gây ra sai số do sự khác nhau giữa đặc trưng biến dạng của môi trường và của metdoda..Để giảm ảnh hưởng của tính không ổn định của môđun biến dạng của đất (vì đất bị biến dạng trong quá trình đo) đến kết quả đo, cần làm cho độ cứng của metdoda lớn hơn rất nhiều độ cứng của đất.

Ngoài ra kích thước của bản thân metdoda cũng ảnh hưởng tới kết quả đo. Nói chung, nếu metdoda chôn trong đất càng mỏng thì sai số đó càng ít vì trong trường hợp này, loại trừ được sự tập trung ứng suất tại chỗ đặt metdoda.

c) Quan trắc và chỉnh lý số liệu.

Trước hết cần chú ý rằng khi chọn dùng thiết bị đo (metđôda), phải lấy loại có phạm vi đo lớn nhất lớn hơn 50% áp lực đo lớn nhất theo thiết kế.

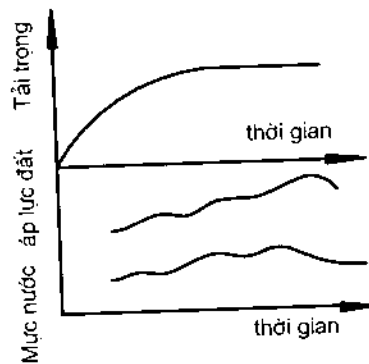
Khi quan trắc, trong thời gian thi công công trình thời gian nước dâng hoặc thời gian mực nước lên xuống mạnh, cứ mỗi tháng đo đọc 4 lần. Trong trường hợp chung, cứ mỗi tháng đo đọc 2 lần. Khi đã nắm được quy luật và phạm vi biến thiên của áp lực đất, có thể chỉ cần đo đọc 2 lần trong một năm.

Khi quan trắc áp lực đất cần đồng thời quan trắc cả áp lực nước dưới đất tại các điểm lân cận điểm đo, quan trắc chuyển vị của công trình và quan trắc cao trình mực nước ở thượng hạ lưu công trình.

Độ chính xác quan trắc áp lực đất cần bảo đảm áp lực tính đối từ biến thiên điện trở chính xác tới $0,1 \text{ KG/cm}^2$.

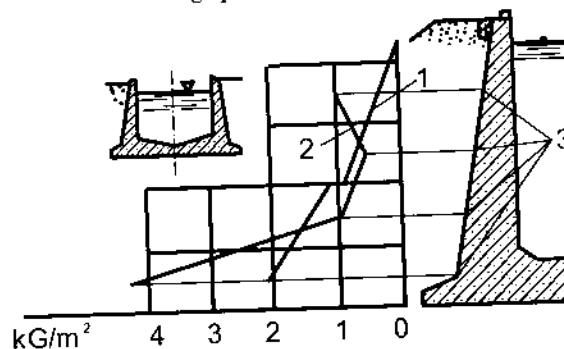
Sau khi quan trắc áp lực đất, cần lập được các loại biểu đồ sau.

- 1) Đường quá trình áp lực. Cùng với đường quá trình áp lực đất này cần vẽ thêm đường quá trình tăng tải, đường quá trình mực nước dưới đất để tiện phân tích sau này (hình 5-38).
- 2) Biểu đồ phân bố áp lực đất. Cùng với đường phân bố áp lực đất thực đo, nên vẽ thêm đường phân bố áp lực theo thiết kế để đối chiếu (hình 5-39).



Hình 5-38

Đường quá trình áp lực đất



Hình 5-39

Biểu đồ phân bố áp lực chủ động của đất lên tường âu thuyền.

1. Đường tính theo lý thuyết; 2. Đường thực đo; 3. Mét đô da

CHƯƠNG VI

CHỌN CÁC ĐẶC TRƯNG CỦA ĐẤT CẦN CHO TÍNH TOÁN
ÁP LỰC ĐẤT LÊN TƯỜNG VÀ ỔN ĐỊNH CỦA NỀN TƯỜNG

6.1. KHÁI NIỆM

Những đặc trưng cơ lý của đất đá xác định được ở trong phòng thí nghiệm hoặc ở hiện trường được dùng để đánh giá tính chất địa chất công trình của đất đá, những tính chất này quyết định điều kiện xây dựng công trình, kết cấu, giá thành, tuổi thọ và tính an toàn của công trình. Vì vậy, việc chọn đúng đắn những giá trị tiêu biểu nhất của các đặc trưng đó dùng trong các công thức tính toán ổn định của công trình hoặc để đánh giá các qua trình địa chất công trình là một trong những vấn đề cơ bản của việc nghiên cứu địa chất công trình.

Những đặc trưng tính chất địa chất công trình xác định được từ những mẫu đất đá có kích thước vuông lớn lấy từ hố thăm dò hoặc chế bị ở trong phòng thí nghiệm, thường không tiêu biểu được cho toàn bộ khối hoặc tầng đất đá đang nghiên cứu, vì những giá trị của chúng thường rất phân tán ngay cả khi khối hoặc tầng đất đá được xem như đồng nhất. Nguyên nhân của sự phân tán này có thể do tính không đồng nhất của khối hoặc tầng đất đá, do sự phá hoại cục bộ kết cấu tự nhiên và độ ẩm khi lấy mẫu, bảo quản và chuyên chở, do sai số cho phép khi xác định chúng trong phòng thí nghiệm để kể đến sự không chính xác của thiết bị thí nghiệm hoặc của việc ghi chép v.v...

Vì những lý do kể trên mà trong việc xử lý và chọn các đặc trưng cơ lý của đất đá để phục vụ cho việc tính toán người ta phân biệt các đặc trưng cục bộ, đặc trưng tổng quát và đặc trưng tính toán, lần lượt trình bày dưới đây.

6.2. ĐẶC TRƯNG CỤC BỘ VÀ ĐẶC TRƯNG TỔNG QUÁT CỦA ĐẤT ĐÁ

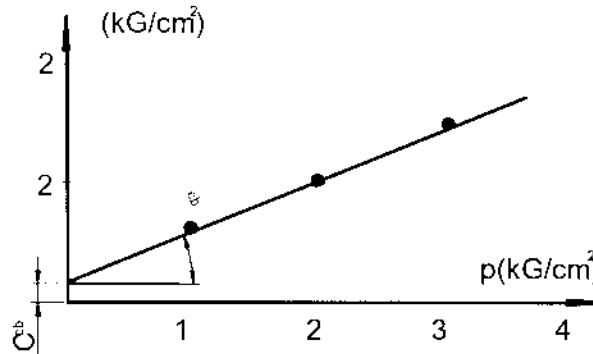
1. **Đặc trưng cục bộ** là đặc trưng xác định được từ một mẫu đất đá có kích thước không lớn lấy tại một vị trí nhất định trong một đơn nguyên địa chất ; nếu là đá chế bị, thì đặc trưng này được xác định từ một mẫu đất.

Khi thí nghiệm xác định đặc trưng cục bộ cường độ chống cắt của đất bằng máy cắt trực tiếp, nói chung các điểm thí nghiệm thường không nằm trên cùng một đường thẳng (hình 6-1). Trong trường hợp này người ta thường dùng mắt ngắm chừng để vẽ một đường thẳng trung bình, từ đó xác định đặc trưng cục bộ (φ^{cb} , C^{cb}), rõ ràng làm như vậy kết quả tìm được mang tính chủ quan người chỉnh lý tài liệu.

Đề có được đặc trưng cục bộ, bảo đảm tính trung bình chính xác và khách quan hơn, hiện nay người ta thường dựa trên biểu thức lập từ quy luật của toán học thống kê.

Nếu tiến hành thí nghiệm trên máy cắt trực tiếp với ba hoặc bốn mẫu đất ứng với ba hoặc bốn tải trọng thẳng đứng khác nhau, công thức tính đặc trưng cục bộ như sau [35].

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi^{ch} &= \frac{n \sum_{i=1}^n \tau_i p_i - \sum_{i=1}^n p_i \sum_{i=1}^n \tau_i}{n \sum_{i=1}^n p_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n p_i \right)^2}; (6-1) \\ C^{ch} &= \frac{\sum_{i=1}^n p_i^2 \sum_{i=1}^n \tau_i - \sum_{i=1}^n p_i \sum_{i=1}^n \tau_i p_i}{n \sum_{i=1}^n p_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n p_i \right)^2} (6-2) \end{aligned} \right\} *$$



Hình 6-1

Đường quan hệ $\tau_{ch} \sim p$ được xác định theo hai thông số: φ^{ch} và C^{ch}

Trong đó: φ^{ch} và C^{ch} - lần lượt là góc ma sát trong và lực dính đơn vị cục bộ của đất.

Khi cường độ chống cắt được xác định với ba giá trị của áp suất pháp, thì các biểu thức trên đơn giản đi nhiều.

Khi $P_i = 1, 2, 3 \text{ KG/cm}^2$, từ (6-1), (6-2) suy ra:

$$\operatorname{tg} \varphi^{ch} = \frac{\tau_3 - \tau_1}{2}; \quad (6-1')$$

$$C^{ch} = \frac{4\tau_1 + \tau_2 - 2\tau_3}{3}; \quad (6-2')$$

Khi $P_i = 1, 3, 5 \text{ KG/cm}^2$, từ (6-1) và (6-2) suy ra:

$$\operatorname{tg} \varphi^{ch} = \frac{\tau_5 - \tau_1}{4}; \quad (6-1'')$$

$$C^{ch} = \frac{13\tau_1 + 4\tau_3 - 5\tau_5}{12}; \quad (6-2'')$$

Khi $P_i = 2, 4, 6 \text{ KG/cm}^2$, từ (6-1), (6-2) suy ra:

$$\operatorname{tg} \varphi^{ch} = \frac{\tau_6 - \tau_2}{4}; \quad (6-1''')$$

$$C^{ch} = \frac{4\tau_2 + \tau_4 - 2\tau_6}{3}; \quad (6-2''')$$

Trong đó: $\tau_1, \dots, \tau_6, \dots, \tau_i$ - lần lượt là những cường độ chống cắt ứng với những áp suất pháp $p_1 = 1 \text{ KG/cm}^2, \dots, p_6 = 6 \text{ KG/cm}^2, p_i$

*) Chứng minh công thức (6-1) (6-2).

Trong thực tế quan hệ giữa cường độ chống cắt τ_o của đất với trị số áp suất pháp p tác dụng trên mặt trượt, thường được biểu thị bởi hàm tuyến tính có dạng:

$$\tau_o = p \operatorname{tg} \varphi + C ; \quad (a)$$

Nếu thí nghiệm hai mẫu đất cùng loại trên máy cắt trực tiếp sẽ nhận được hai giá trị cường độ chống cắt τ_1 và τ_2 ứng với hai áp suất pháp p_1 và p_2 , từ đó có thể xác định thông số $\operatorname{tg} \varphi$ và C của hàm tuyến tính (a) nhờ hệ thống hai phương trình sau:

$$\left. \begin{aligned} \tau_1 &= p_1 \operatorname{tg} \varphi + C \\ \tau_2 &= p_2 \operatorname{tg} \varphi + C \end{aligned} \right\} \quad (b)$$

Từ b rút ra:

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\tau_2 - \tau_1}{p_2 - p_1} ;$$

$$C = \frac{\tau_1 \cdot p_2 - \tau_2 \cdot p_1}{p_2 - p_1}$$

Nhưng trong thực tế thí nghiệm, cường độ chống cắt thường được xác định ứng với ba hoặc nhiều hơn nữa, những áp suất pháp P khác nhau, do đó có hệ thống chứa số phương trình nhiều hơn số thông số cần tìm - $\operatorname{tg} \varphi$ và C - cho nên sẽ có lời giải đa trị của $\operatorname{tg} \varphi$ và C .

Để có lời giải đơn trị của những thông số $\operatorname{tg} \varphi$ và C của hàm tuyến tính (a) người ta thường dùng biện pháp "bình phương cực tiểu" lập ra điều kiện tổng của hiệu bình phương giữa τ_i quan trắc được với τ_o là cực tiểu; ở đây τ_o là giá trị tính theo (a).

Nếu có n giá trị cường độ chống cắt ứng với n giá trị áp suất pháp khác nhau, để xác định những thông số $\operatorname{tg} \varphi$ và C của hàm tuyến tính (a), có thể viết n phương trình sai số:

$$\left. \begin{aligned} \tau_1 - (p_1 \operatorname{tg} \varphi + C) &= \alpha_1 ; \\ \tau_2 - (p_2 \operatorname{tg} \varphi + C) &= \alpha_2 \\ \tau_n - (p_n \operatorname{tg} \varphi + C) &= \alpha_n \end{aligned} \right\} \quad (c)$$

Lấy bình phương những phương trình sai số trong hệ (C), sau đó viết dưới dạng tổng sẽ được :

$$\sum_1^n [\tau_i - (p_i \operatorname{tg} \varphi + C)]^2 = \sum_1^n \alpha_i^2 ; \quad (d)$$

Để có hiệu bình phương (vế trái) của (d) và cực tiểu, cho đạo hàm lấy theo $\operatorname{tg} \varphi$ và C của (d) bằng không, từ đó sẽ nhận được một hệ phương trình thông thường gồm hai phương trình chứa hai thông số cần tìm ($\operatorname{tg} \varphi$ và C) :

$$\left. \begin{aligned} \sum_1^n [\tau_i - (p_i \operatorname{tg} \varphi + C)] p_i &= 0 \\ \sum_1^n [\tau_i - (p_i \operatorname{tg} \varphi + C)] &= 0 \end{aligned} \right\}; \quad (e)$$

Lấy tổng hệ phương trình (e) theo từng số hạng

$$\left. \begin{aligned} \sum_1^n \tau_i p_i - \operatorname{tg} \varphi \cdot \sum_1^n p_i^2 - C \sum_1^n p_i &= 0 \\ \sum_1^n \tau_i - \operatorname{tg} \varphi \sum_1^n p_i - n \cdot C &= 0 \end{aligned} \right\}; \quad (g)$$

Giải hệ phương trình (g) sẽ tìm ra $\operatorname{tg} \varphi$ và C

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi &= \frac{n \sum_1^n \tau_i p_i - \sum_1^n p_i \sum_1^n \tau_i}{n \sum_1^n p_i^2 - \left(\sum_1^n p_i \right)^2}; \\ C &= \frac{\sum_1^n p_i^2 \sum_1^n \tau_i - \sum_1^n p_i \sum_1^n \tau_i p_i}{n \sum_1^n p_i^2 - \left(\sum_1^n p_i \right)^2} \end{aligned} \right\} \quad (h)$$

Ví dụ 6-1. Kết quả thí nghiệm trên máy cắt trực tiếp ba mẫu đất cùng loại, có cùng độ ẩm như sau:

$$\begin{array}{ll} p_1 = 1 \text{ KG/cm}^2 & \tau_1 = 0,6 \text{ KG/cm}^2; \\ p_2 = 2 \text{ KG/cm}^2 & \tau_2 = 1 \text{ KG/cm}^2; \\ p_3 = 3 \text{ KG/cm}^2 & \tau_3 = 1,5 \text{ KG/cm}^2; \end{array}$$

Hãy xác định đặc trưng cường độ chống cắt của đất đó.

GIẢI

Theo kết quả thí nghiệm, chấm được ba điểm không thẳng hàng nêu trên hình 6-1.

Ta hãy xác định vị trí đường thẳng cường độ chống cắt trung bình nhờ các giá trị φ^{cb} , C^{cb} tính theo các công thức (6-1') (6-2'). Ta có:

$$\operatorname{tg} \varphi^{cb} = \frac{1,5 - 0,6}{2} = \frac{0,9}{2} = 0,45 \rightarrow \varphi^{cb} = 24^\circ 16'$$

$$C^{cb} = \frac{4 \times 0,6 + 1 - 2 \times 1,5}{3} = \frac{0,4}{3} = 0,13 \text{ KG/cm}^2.$$

Kết quả tính toán nêu trên hình 6-1.

Nếu tiến hành thí nghiệm trên máy nén ba trục với ba hoặc bốn mẫu đất ứng với ba hoặc bốn cặp giá trị ứng suất chính, công thức tính đặc trưng cục bộ như sau:

$$\left. \begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi^{cb} &= \frac{a-1}{2\sqrt{a}}; (6-3) \\ C^{cb} &= \frac{b}{2\sqrt{a}}; (6-4) \\ a &= \frac{n \sum_1^n p_1 p_2 - \sum_1^n p_1 \sum_1^n p_2}{n \sum_1^n p_2^2 - \left(\sum_1^n p_2 \right)^2}; (6-5) \\ b &= \frac{\sum_1^n p_2^2 \sum_1^n p_1 - \sum_1^n p_2 \cdot \sum_1^n p_1 p_2}{n \sum_1^n p_2^2 - \left(\sum_1^n p_2 \right)^2}; (6-6) \end{aligned} \right\} (*)$$

(*) Chứng minh công thức (6-3) ÷ (6-6).

Điều kiện cân bằng giới hạn được biểu thị qua ứng suất chính lớn nhất (p_1) và nhỏ nhất (p_2) như sau, [17].

$$p_1 = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi} \cdot p_2 + 2C \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}; \quad (a)$$

Nếu đặt:

$$a = \frac{1 + \sin \varphi}{1 - \sin \varphi}; \quad (b)$$

$$b = 2C \cdot \frac{\cos \varphi}{1 - \sin \varphi}; \quad (c)$$

thì điều kiện (a) được biểu thị như sau:

$$p_1 = a \cdot p_2 + b; \quad (a')$$

Biểu thức (a') là một hàm tuyến tính với a và b là hai thông số và p_1 , p_2 đóng vai trò tương tự như τ_0 và p trong biểu thức (a) của phần chứng minh trên. Vậy tương tự cách chứng minh trên có thể tìm được thông số a và b theo biểu thức (6-5) và (6-6). Hai biểu thức này, tương tự hai biểu thức (6-1) và (6-2) với τ_0 và p được thay thế bởi p_1 và p_2 .

Biết được những thông số a và b, theo các biểu thức (b) và (c) sẽ tìm ra $\operatorname{tg} \varphi$ và C.

Thực vậy, từ (b) có:

$$\sin \varphi = \frac{a-1}{a+1} \text{ do đó có:}$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\sin \varphi}{\cos \varphi} = \frac{\sin \varphi}{\sqrt{1 - \sin^2 \varphi}} = \frac{\frac{a-1}{a+1}}{\sqrt{1 - \left(\frac{a-1}{a+1} \right)^2}} = \frac{a-1}{2\sqrt{a}};$$

Từ (c) có:

$$2C \cdot \cos \varphi = b[1 - \sin \varphi] = b \left[1 - \frac{a-1}{a+1} \right] = \frac{2b}{a+1};$$

Vậy

$$C = \frac{1}{2} \cdot \frac{1}{\cos \varphi} \cdot \frac{2b}{a+1} = \frac{b}{a+1} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \sin^2 \varphi}} = \frac{b}{a+1} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 - \left(\frac{a-1}{a+1} \right)^2}} = \frac{b}{2\sqrt{a}}.$$

Chú ý: Nếu làm thí nghiệm với hai mẫu đất, sẽ có hệ hai phương trình sau:

$$p_i' = a \cdot p_2' + b; \quad (6-7)$$

$$p_i'' = a \cdot p_2'' + b; \quad (6-8)$$

Giải hệ hai phương trình trên, sẽ tìm ra a và b:

$$b = \frac{p_1'' - p_1'}{p_2'' - p_2'}; \quad (6-5')$$

$$b = \frac{p_1' \cdot p_2'' - p_2' \cdot p_1''}{p_2'' - p_2'}; \quad (6-6')$$

Ví dụ 6-2. Kết quả thí nghiệm nén ba trục bốn mẫu đất cùng loại cùng trạng thái như sau:

$$p_2' = 2 \text{ KG/cm}^2, \quad p_2' = 4,46 \text{ KG/cm}^2;$$

$$p_2'' = 4 \text{ KG/cm}^2; \quad p_1'' = 7,00 \text{ KG/cm}^2;$$

$$p_2''' = 6 \text{ KG/cm}^2; \quad p_1''' = 10,90 \text{ KG/cm}^2;$$

$$p_2'''' = 8 \text{ KG/cm}^2; \quad p_1'''' = 13,50 \text{ KG/cm}^2;$$

Hãy xác định đặc trưng cường độ chống cắt của đất.

GIẢI.

Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng sau (bảng 6-1)

Bảng 6-1

Số thứ tự mẫu	p_2 (KG/cm ²)	p_1 (KG/cm ²)	p_2^2	p_1^2	$p_1 \cdot p_2$
1	2	4,46	4	19,89	8,92
2	4	7,00	16	49,00	28,00
3	6	10,90	36	118,81	65,40
4	8	13,50	64	182,25	108,00
\sum_1^4	20	35,86	120	369,95	210,32

Tính a và b theo công thức (6-5) và (6-6):

$$a = \frac{4 \times 210,32 - 20 \times 35,86}{4 \times 120 - (20)^2} = 1,55;$$

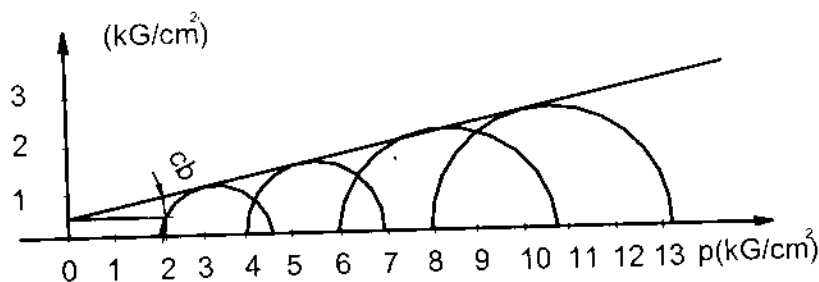
$$b = \frac{120 \times 35,86 - 20 \times 210,32}{4 \times 120 - (20)^2} = 1,21;$$

Tính $\tan \varphi$ và c theo công thức (6-3) và (6-4):

$$\tan \varphi = \frac{1,55 - 1}{2\sqrt{1,55}} = 0,22 \rightarrow \varphi \approx 12''30'$$

$$C = \frac{1,21}{2\sqrt{1,55}} = 0,49 \text{ KG/cm}^2.$$

Kết quả tính toán biểu thị trên hình 6-2.



Hình 6-2

Đường quan hệ $\tau_c \sim p$ được xác định theo hai thông số φ^{th} và C^{th}

Đặc trưng tổng quát - hay còn gọi là đặc trưng tiêu chuẩn - là đặc trưng nhận được từ việc lấy trung bình của nhiều đặc trưng cục bộ trong một đơn nguyên địa chất công trình, nó có thể phản ánh tổng quát một tính chất nào đó của đơn nguyên địa chất công trình đang xét.

Cần chú ý thêm rằng một thể địa chất được gọi là một đơn nguyên địa chất công trình, cần phải thỏa mãn hai điều kiện sau :

- Một là khối đất đá trong thể địa chất đó phải đồng nhất về thành phần khoáng vật về dấu hiệu kiến trúc và cấu tạo và về trạng thái vật lý. Khi đó tính chất địa chất công trình của đất đá tại những điểm khác nhau sẽ hầu như đồng nhất với nhau.
- Hai là tính chất của đất đá tại bất kỳ điểm nào thuộc thể địa chất đồng nhất về chất lượng đó phải không phụ thuộc vào vị trí của điểm xét theo không gian, nghĩa là tính chất đó phải ngẫu nhiên. Nói cách khác, trong phạm vi thể địa chất đang nghiên cứu tính chất của đất đá phải không biến thiên có quy luật theo bề dày cũng như theo phương ngang.

Trình tự tách từ tầng đất đá được nghiên cứu ra thành những đơn nguyên địa chất cũng như việc xử lý sơ bộ những tài liệu nghiên cứu trong phòng thí nghiệm bằng phiếu đọc lỗ để đỡ tốn thời gian và tránh nhầm lẫn khi số lượng tài liệu nhiều, phục vụ cho mục đích nêu trên, có thể tham khảo trong tài liệu, [36].

Theo định nghĩa, đặc trưng tiêu chuẩn là giá trị trung bình số học của một số lượng đặc trưng cục bộ đủ để thống kê. Số lượng này có thể lấy không ít hơn 6 [11] hoặc không ít hơn 10; [12].

$$x^{\text{tr}} = \frac{\sum_{i=1}^n x_i^{\text{cb}}}{n} ; \quad (6-9)$$

Trong đó:

x^k – giá trị tiêu chuẩn của đặc trưng;

x_i^{th} - Giá trị đặc trưng cục bộ;

n – số lượng các đặc trưng cục bộ.

Ví dụ 6-3. Kết quả thí nghiệm xác định cường độ chống cắt của 6 mẫu đất chế bị với cùng trạng thái “độ chặt - độ ẩm” được nêu trong bảng 6-2. Hãy xác định đặc trưng tiêu chuẩn $tg\varphi^k$ và C^k của đất đó.

Bảng 6-2

Số thí nghiệm	Giá trị cường độ chống cắt của đất ứng với các cấp tải trọng p		
	1 KG/cm ²	3 KG/cm ²	5 KG/cm ²
1	0,70	1,30	1,50
2	0,85	2,40	2,17
3	1,00	2,35	2,98
4	0,90	1,70	3,20
5	0,75	2,50	3,10
6	0,85	2,00	1,80

GIẢI

Có hai cách tính

- Một là dùng biểu thức (6-1”), (6-2”) để tính ra 6 giá trị đặc trưng cục bộ ứng với 6 mẫu thí nghiệm. Sau đó dùng biểu thức (6-9) tính ra các đặc trưng tiêu chuẩn $tg\varphi^k$ và C^k .

- Trong thực tế tính toán, thường tiến hành theo cách thứ hai như sau :

Tính giá trị cường độ chống cắt trung bình ứng với mỗi cấp tải trọng p_i :

$$\tau_1^k = \frac{0,70 + 0,85 + 1,00 + 0,90 + 0,75 + 0,95}{6} = \frac{5,15}{6} = 0,86 \text{ KG/cm}^2$$

$$\tau_3^k = \frac{1,30 + 2,40 + 2,35 + 1,70 + 2,50 + 2,00}{6} = \frac{12,25}{6} = 2,04 \text{ KG/cm}^2$$

$$\tau_5^k = \frac{1,50 + 2,17 + 2,98 + 3,20 + 3,10 + 1,80}{6} = \frac{14,75}{6} = 2,46 \text{ KG/cm}^2$$

Tính giá trị đặc trưng cường độ chống cắt tiêu chuẩn của đất theo các công thức (6-1”) và (6-2”):

$$tg\varphi^k = \frac{2,46 - 0,86}{4} = \frac{1,60}{4} = 0,40 \rightarrow \varphi^k = 21^\circ 40'$$

$$C^k = \frac{13 \times 0,86 + 4 \times 2,04 - 5 \times 2,46}{12} = \frac{7,04}{12} = 0,58 \text{ KG/cm}^2$$

Hình 6-3 cho xác định φ^k và C^k (đường 1).

6.3. ĐẶC TRƯNG TÍNH TOÁN CỦA ĐẤT ĐÁ

Đặc trưng tổng quát vừa tìm được ở trên không phải bao giờ cũng được xem như đặc trưng tính toán vì chúng không diễn hình được cho toàn thể khối đất đá nghiên cứu, do số lượng mẫu không lớn, mặt khác chúng cũng chưa xét tới được sự biến đổi về trạng thái và tính chất của đất đá trong quá trình sử dụng và xây dựng công trình sau này.

Để xét tới các yếu tố ảnh hưởng kể trên, người ta thường dùng đặc trưng tính toán, nó bảo đảm mức độ đáng tin cậy hơn đặc trưng tổng quát.

Hiện nay, có nhiều cách chọn đặc trưng tính toán khác nhau, ở đây chỉ giới thiệu hai cách thường dùng.

1. Phương pháp sai số bình phương trung bình.

Phương pháp này được dùng trong QPXD 45-70 [37],

Đặc trưng tính toán được lấy bằng tích của đặc trưng tiêu chuẩn xác định bởi biểu thức (6-9) với hệ số đồng nhất k xác định theo biểu thức (1-23) : (1-24).

Ví dụ 6-4. Lấy số liệu của ví dụ 6-3, xác định đặc trưng tính toán cường độ chống cắt của đất theo phương pháp sai số bình phương trung bình.

GIẢI

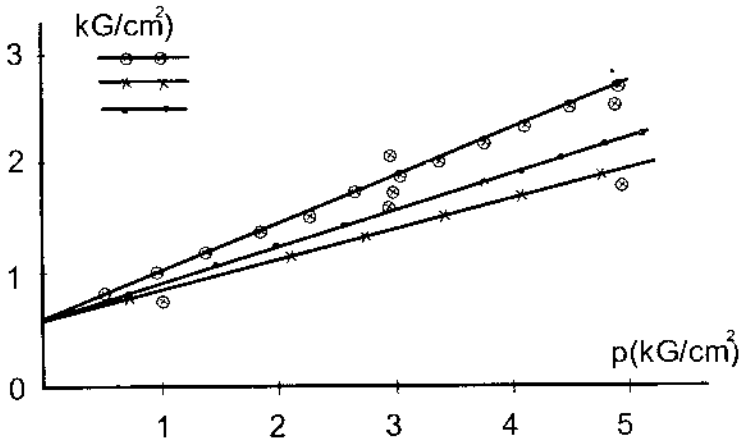
Trong thực tế thường tính toán như sau :

Tính σ , k lần lượt theo các biểu thức (1-24) và (1-23), sau đó tính giá trị cường độ tính toán ứng với mỗi cấp tải trọng p_i theo biểu thức (1-25). Kết quả tính toán tóm tắt trong bảng (6-3).

Cuối cùng giá trị đặc trưng cường độ chống cắt tính toán của khối đất xác định theo biểu thức (6-1'') và (6- 2'').

$$\begin{aligned} \operatorname{tg} \varphi'' &= \frac{1,72 - 0,75}{4} = \frac{0,97}{4} = 0,24 \rightarrow \varphi'' = 13^{\circ} 40' \\ C'' &= \frac{13 \times 0,75 + 4 \times 1,57 - 5 \times 1,72}{12} = \frac{7,43}{12} \approx 0,62 \text{ KG/cm}^2 \end{aligned}$$

Hình 6-3 cho kết quả xác định φ'' và C'' (đường 2)



Hình 6-3

Kết quả xác định giá trị các đặc trưng cường độ chống cắt tiêu chuẩn và tính toán của đất dính

Bảng 6-3

P (KG/cm ²)	τ_p^{tc} (KG/cm ²)	τ_p^{ic} (KG/cm ²)	$\tau_p^{ic} - \tau_p^{ch}$ (KG/cm ²)	$(\tau_p^{ic} - \tau_p^{ch})^2 \cdot 10^{-2}$	σ	k	τ_p'' (KG/cm ²)
1,00	0,86	0,70	0,16	2,56			
		0,85	0,01	0,01			
		1,00	- 0,14	1,96			
		0,90	- 0,04	0,16			
		0,75	0,11	1,21			
		0,95	- 0,09	0,81			
$\sum (\tau_p^{ic} - \tau_p^{ch})^2 = 6,71 \times 10^{-2}$					0,1165	0,87	0,75
3,00	2,04	1,30	0,74	54,76			
		2,40	- 0,36	12,96			
		2,35	- 0,31	9,61			
		1,70	0,34	11,56			
		2,50	- 0,46	21,16			
		2,00	0,04	0,16			
$\sum (\tau_p^{ic} - \tau_p^{ch})^2 = 110,21 \times 10^{-2}$					0,4700	0,77	1,57
5,00	2,46	1,50	0,96	92,16			
		2,17	0,29	8,41			
		2,98	- 0,52	27,04			
		3,20	- 0,74	54,76			
		3,10	- 0,64	40,96			
		1,80	+ 0,66	43,56			
$\sum (\tau_p^{ic} - \tau_p^{ch})^2 = 266,89 \times 10^{-2}$					0,7300	0,70	1,72

2. Phương pháp trị số trung bình nhỏ nhất

Phương pháp này được dùng trong QP-20-64, [10].

Đặc trưng tính toán được lấy bằng số trung bình cộng của đặc trưng tiêu chuẩn xác định theo biểu thức (6-9) với đặc trưng cực bộ cực tiểu.

$$x'' = \frac{x^{tr} + x_{\min}^{ch}}{2}; \quad (6-10)$$

Ví dụ 6-5. Lấy số liệu của ví dụ 6-3, xác định đặc trưng tính toán cường độ chống cắt của đất theo phương pháp trị số trung bình nhỏ nhất.

Giải

Trong thực tế thường tính toán như sau:

Tính giá trị cường độ chống cắt tính toán ứng với các cấp tải trọng thẳng đứng theo biểu thức (6-10)

$$\tau_1'' = \frac{0,86 + 0,70}{2} = \frac{1,56}{2} = 0,78 \text{ KG/cm}^2;$$

$$\tau_3'' = \frac{2,04 + 1,30}{2} = \frac{3,34}{2} = 1,67 \text{ KG/cm}^2$$

$$\tau_s'' = \frac{2,46 + 1,50}{2} = \frac{3,96}{2} = 1,98 \text{ KG/cm}^2.$$

Tính giá trị đặc trưng cường độ chống cắt tính toán của khối đất theo các biểu thức (6-1'') và (6-2'')

$$\text{tg}\varphi'' = \frac{1,98 - 0,78}{4} = \frac{1,20}{4} = 0,30 \rightarrow \varphi'' = 16^\circ 42'$$

$$C'' = \frac{13 \times 0,78 + 4 \times 1,67 - 5 \times 1,98}{12} = \frac{6,92}{12} \approx 0,58 \text{ KG/cm}^2$$

Hình 6-3 cho kết quả xác định φ'' và C'' (đường 3)

Cần chú ý thêm rằng trong việc tính toán áp lực đất lên tường chắn và tính toán ổn định của nền tường, đặc trưng tính toán của đất đá được xác định theo phương pháp trị số trung bình nhỏ nhất (theo QP-20-64).

Chú ý : Gần đây : CHuΠ II 15-74, có cải tiến việc chọn giá trị tiêu chuẩn và giá trị tính toán các đặc trưng của đất, nhằm bảo đảm độ tin cậy cao hơn đối với những số liệu ban đầu này khi thiết kế nền công trình.

1. Giá trị tiêu chuẩn

Phân biệt hai trường hợp sau :

a) Theo kết quả thí nghiệm trực tiếp

- Đối với các đặc trưng chung, không phải C , φ , giá trị tiêu chuẩn vẫn được lấy bằng giá trị trung bình số học, tính theo biểu thức (6-9) với số lượng thí nghiệm đối với mỗi đơn nguyên địa chất ít nhất là 6.
- Riêng đối với hai đặc trưng C và $\text{tg}\varphi$, giá trị tiêu chuẩn được tính theo phương pháp bình phương cực tiểu, tiến hành như đã nêu trong ví dụ 6-3, (cách tính thứ hai).

b) Theo kết quả thí nghiệm xác định các đặc trưng vật lý (hệ số rỗng ε hoặc độ sệt B) rồi dùng bảng cho sẵn các giá trị tiêu chuẩn mà Quy phạm đã nêu, để đối chiếu lựa chọn ra các giá trị tiêu chuẩn của C , φ .

2. Giá trị tính toán

Theo quy định mới, đặc trưng tính toán A'' được xác định theo biểu thức sau:

$$A'' = \frac{A''}{k_d} ; \quad (6-11)$$

Trong đó,

A'' - đặc trưng tiêu chuẩn của đất đá.

k_d - hệ số an toàn về đất, được xác định như sau:

a) Đối với các đặc trưng φ'' , C'' , R_n'' , γ'' .

k_d được tính theo biểu thức:

$$k_d = \frac{1}{1 \pm \rho} ; \quad (6-12)$$

Trong đó: dấu trước đại lượng ρ được chọn sao cho bảo đảm độ tin cậy lớn nhất khi tính toán nền hay móng;

ρ - chỉ số độ chính xác, đánh giá giá trị trung bình các đặc trưng của đất, được chọn như sau:

- đối với các đặc trưng $C, \text{tg}\varphi$: $\rho = t_{\alpha} \cdot V$; (6-13)

- đối với các đặc trưng R_n, γ : $\rho = \frac{t_{\alpha} \cdot V}{\sqrt{n}}$ (6-14)

Trong đó:

n - số lượng mẫu thí nghiệm;

t_{α} - hệ số lấy theo bảng (6-4), phụ thuộc xác suất tin cậy α và số bậc tự do $(n - i)$, được chọn như sau:

Chọn α : + khi tính nền theo sức chịu tải, lấy $\alpha = 0,95$;

+ khi tính nền theo biến dạng, lấy $\alpha = 0,85$;

Chọn i :

+ khi tính R_n, γ , lấy $i = 1$;

+ khi tính φ, C , lấy $i = 2$.

V - hệ số lệch của đặc trưng, tính theo biểu thức sau:

$$V = \frac{\sigma}{A^{tc}}; \quad (6-15)$$

Với σ - Sai số toàn phương trung bình của đặc trưng được xác định như sau:

+ đối với C và $\text{tg}\varphi$:

$$\sigma_c = \sigma_{\tau} \sqrt{\frac{1}{\Delta} \sum_{i=1}^n p_i^2}; \quad (6-16)$$

$$\sigma_{\text{tg}\varphi} = \sigma_{\tau} \sqrt{\frac{n}{\Delta}}; \quad (6-17)$$

Trong đó:

$$\sigma_{\tau} = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n [p_i \text{tg}\varphi^{tc} + C^{tc} - \tau_i]^2}; \quad (6-18)$$

$$\Delta = n \sum_{i=1}^n p_i^2 - \left(\sum_{i=1}^n p_i \right)^2 \quad (6-19)$$

+ đối với R_n :

$$\sigma_{R_n} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [R_n^{tc} - R_{ni}]^2}; \quad (6-20)$$

+ đối với γ :

$$\sigma_{\gamma} = \sqrt{\frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n [\gamma^{tc} - \gamma_i]^2}; \quad (6-21)$$

Vậy từ các biểu thức (6-11), (6-12), (6-13), (6-14), (6-15) có thể viết lại biểu thức của đặc trưng tính toán dưới dạng sau đây :

- đối với C'' , $\tan \varphi''$:

$$A'' = A'' \pm t_{\alpha} \cdot \sigma; \quad (1-25')$$

- đối với R'' , γ'' :

$$A'' = A'' \pm t_{\alpha} \cdot \frac{\sigma}{\sqrt{n}}; \quad (1-25'')$$

Nếu đối chiếu biểu thức (1-25') hoặc (1-25'') với biểu thức (1-25) thì thấy rằng, hệ số đồng nhất k của đất mới chỉ xét được tính đồng nhất của đất, trong khi đó hệ số an toàn về đất còn xét thêm được cả về số lượng mẫu thí nghiệm và xác suất tin cậy tùy chọn, chính vì vậy mà cách chọn đặc trưng tính toán của đất theo CH II.II. 15-74 có cơ sở chặt chẽ hơn cách chọn quy định trong QPXD-45-70.

b) Đối với các đặc trưng cơ lý khác, CH II.II. 15-74 quy định chọn $k_0 = 1$, tức là cho lấy giá trị tính toán bằng giá trị tiêu chuẩn.

6.4. CHỌN ĐẶC TRƯNG MA SÁT VÀ DÍNH GIỮA ĐẤT ĐẬP VỚI TƯỜNG

Giá trị và phương tác dụng của áp lực đất dính (chủ động và bị động có ép trời) đều phụ thuộc trị số góc ma sát giữa đất đập, với tường δ (góc ma sát ngoài của đất đập) và lực dính đơn vị tác dụng trên mặt lưng tường.

Bảng 6-4. Hệ số t_{α} dùng để xác định chỉ số độ chính xác đánh giá giá trị trung bình đặc trưng của đất

Số bậc tự do (m-i)	Hệ số t_{α} ứng với xác suất tin cậy α				
	0,85	0,90	0,95	0,98	0,99
2	1,34	1,89	2,92	4,87	6,96
3	1,25	1,64	2,35	3,45	4,54
4	1,19	1,53	2,13	3,02	3,75
5	1,16	1,48	2,01	2,74	3,36
6	1,13	1,44	1,94	2,63	3,14
7	1,12	1,41	1,90	2,54	3,00
8	1,11	1,40	1,86	2,49	2,90
9	1,10	1,38	1,83	2,44	2,82
10	1,10	1,37	1,81	2,40	2,76
11	1,09	1,36	1,80	2,36	2,72
12	1,08	1,36	1,78	2,33	2,68
13	1,08	1,35	1,77	2,30	2,65
14	1,08	1,34	1,76	2,28	2,62
15	1,07	1,34	1,75	2,27	2,60
16	1,07	1,34	1,75	2,26	2,58
17	1,07	1,33	1,74	2,25	2,57
18	1,07	1,33	1,73	2,24	2,55
19	1,07	1,33	1,73	2,23	2,54
20	1,06	1,32	1,72	2,22	2,53
25	1,06	1,32	1,71	2,19	2,49
30	1,05	1,31	1,70	2,17	2,49
40	1,05	1,30	1,68	2,14	2,42
60	1,05	1,30	1,67	2,12	2,39

Góc ma sát giữa đất đắp với tường và lực dính đơn vị tác dụng trên mặt lưng tường phụ thuộc nhiều yếu tố như loại và trạng thái của đất đắp, vật liệu làm tường, độ nhám và hình dạng mặt lưng tường và điều kiện địa chất thủy văn, trong đất đất v.v... hiện nay chưa có cách xét chính xác ảnh hưởng của các yếu tố đó tới giá trị góc ma sát ngoài và lực dính đơn vị lưng tường mà trên thực tế chúng thường được chọn theo kinh nghiệm.

Đối với góc ma sát ngoài, nói chung hiện nay người ta đều cho rằng giá trị của nó không thể lớn hơn góc ma sát trong φ của đất.

Theo G.A. DUBBOVA, [38].

- Nếu lưng tường thẳng đứng ($\alpha = 0$) thì tùy theo độ nhám của tường và đặc tính của đất đắp (độ chặt, nhiệt độ) có thể chọn $\delta = \frac{\varphi}{2} \div 0$;

- Nếu lưng tường nghiêng ($\alpha \neq 0$), có thể chọn $\delta = \frac{2}{3} \varphi \div 0$.

Theo M. Moller [39]

- Tường mỏng và nhẵn (gỗ bào, cọc tròn và trơn) có thể chọn $\delta = \frac{1}{3} \varphi$;

- Trường hợp thông thường (tường dày trát vữa, gỗ bào nhám) có thể chọn $\delta = \frac{2}{3} \varphi$; nếu mặt lưng tường rất nhám, có thể chọn $\delta = \varphi$

- Ở vùng có thủy triều, chọn $\delta = 0$.

Theo V.I. STANKEVICH [26] cho biết rằng : “ Nghiên cứu thực nghiệm đối với tường chắn đất rỗng giữa, có lưng thẳng đứng ($\alpha = 0$) với đất đắp là cát hoặc đất dính, và sau khi xuất hiện biến dạng để hình thành lăng thể trượt thì thấy rằng giá trị góc δ không thể nhỏ hơn $\frac{1}{2} \varphi$ và không thể đạt tới φ ”.

Theo TCXD 57-73 đối với đất rời, nói chung lấy giá trị $\delta = \frac{\varphi}{2}$ nếu có căn cứ chắc chắn, có thể chọn giá trị δ như sau : trường hợp tường có lưng nhám nhiều (ví dụ lưng tường bậc thang), có thể lấy $\delta = \varphi$; trường hợp đất đắp là cát hạt nhỏ bão hòa nước và khi trên mặt đất đắp có tải trọng động tác dụng (trong trường hợp này cũng xét cả tới khả năng làm giảm giá trị góc ma sát trong của đất đắp), hoặc trường hợp lưng tường chắn được phun hoặc trát bitum làm lớp phủ cách nước, có thể lấy $\delta = 0$.

Trường hợp đất đắp là đất dính, tiêu chuẩn đề nghị lấy $\delta < \frac{\varphi}{2}$ và trong những trường hợp riêng có thể lấy $\delta = 0$.

Căn cứ vào những ý kiến nêu trên, tài liệu này đã cung cấp những bảng tính sẵn cho giá trị các hệ số áp lực đất ứng với các trường hợp $\delta = 0$, $\delta = \frac{\varphi}{2}$ và $\delta = \varphi$ để tiện dùng.

Đối với việc chọn giá trị lực dính đơn vị giữa đất đắp với tường thì hiện nay lại càng ít tài liệu đề cập. I.P.PROKOFEV [41] cho rằng khi có lực dính đơn vị thì góc giữa phương áp lực đất với pháp tuyến lưng tường sẽ lớn hơn góc ma sát giữa đất với tường δ , từ đó tác giả đề nghị rằng trên thực tế có thể lấy góc nghiêng giữa phương áp lực đất với pháp tuyến lưng tường

bằng góc ma sát trong của đất. Vậy có thể xem quan niệm này là một cách xét gián tiếp ảnh hưởng của lực dính đơn vị tại mặt lưng tường đối với áp lực đất lên tường chắn.

K.TERZAGHI [22] quan niệm rằng cường độ chống trượt giữa đất với tường t có thể giả thiết tuân theo định luật C A.COULMB, do đó biểu thức của t có dạng sau :

$$t = p \operatorname{tg} \delta + C_2 ; \quad (6-11)$$

Trong đó δ - góc ma sát giữa đất với tường ;

C_2 - lực dính đơn vị giữa đất với tường.

Giả thiết này có ý nghĩa thực tiễn ở chỗ nhờ đó có thể xác định δ và C_2 bằng thí nghiệm một cách đơn giản tuy nhiên điều đó không phải bao giờ cũng có thể chấp nhận được.

Quy phạm của nước Anh [41] lại quy định rằng lực dính đơn vị tại lưng tường có thể giả thiết lấy bằng lực dính đơn vị của đất đắp với giá trị lớn nhất của nó có thể bằng 1000 Lb/sq.ft (tức xấp xỉ bằng 0,49KG/cm²).

Trong ví dụ tính toán của mình, W.C.HUNGTINGTON [42] đã lấy giá trị lực dính đơn vị tại lưng tường bằng hai phần ba giá trị lực dính đơn vị của đất đắp, đồng thời góc ma sát, giữa đất với tường δ cũng lấy bằng hai phần ba góc ma sát trong của đất đắp, song tác giả không giải thích lý do vì sao chọn như vậy.

Nói tóm lại, lực dính đơn vị giữa đất đắp với tường có thể xem như bằng không trong trường hợp mặt lưng tường tương đối nhẵn và đất đắp ngập trong nước, hoặc có thể đặt giá trị bằng lực dính đơn vị của đất đắp khi mặt lưng tường rất nhám, vì trong trường hợp sau khi khối đất đắp trượt dọc theo mặt lưng tường, thì xem như sẽ hình thành sự trượt giữa đất với đất do mặt lưng tường có thể giữ lại một lớp đất nằm trong các hốc nhám. Vậy để bảo đảm sự đồng bộ chung, có thể chọn giá trị lực dính đơn vị giữa đất với tường tương tự như việc chọn giá trị góc ma sát ngoài theo quy định của TCXD 57-73 đối với đất dính, như đã nêu trên.

Từ đó, để lập bảng tính sẵn cho các giá trị của hệ số áp lực đất dính, có thể chọn ba trường hợp $c_2 = 0$, $c_2 = \frac{1}{2} c_1$ và $c_2 = c_1$ trong đó C là lực dính đơn vị của đất đắp để tiện dùng.

MỤC LỤC

Lời nói đầu	3
Chương I – Nguyên tắc và chỉ dẫn chung về tính toán tường chắn các công trình thủy lợi	5
1.1. Phạm vi ứng dụng của tiêu chuẩn thiết kế.	5
1.2. Tải trọng và tác động, các trường hợp tính toán.	9
1. Tải trọng và tác động lên tường chắn	9
2. Các trường hợp tính toán	22
1.3. Tính toán tường chắn theo trạng thái giới hạn và phân cấp tường chắn	22
1. Tính toán tường chắn theo TTGH	22
2. Phân cấp tường chắn các công trình thủy lợi	29
Chương II – Tính toán áp lực đất lên tường chắn	31
2.1. Điều kiện sản sinh ra các loại áp lực đất	31
2.2. Tính toán áp lực chủ động và bị động có ép trôi của đất	33
1. Phương pháp cân bằng giới hạn điểm.	33
2. Phương pháp cân bằng giới hạn cố thể.	35
2.3. Tính toán áp lực đất ở trạng thái nghỉ và áp lực bị động không ép trôi của đất.	67
1. Tính toán áp lực đất ở trạng thái nghỉ E_0	67
2. Tính toán áp lực bị động không ép trôi của đất E_b	68
2.4. Áp lực tính toán tác dụng lên tường chắn	70
Chương III – Tính toán áp suất đáy móng tường chắn và tải trọng giới hạn trên nền	72
3.1. Khái niệm.	72
3.2. Tính toán áp suất đáy móng tường chắn.	73
1. Tính toán áp suất đáy móng theo công thức nén lệch tâm.	73
2. Tính toán áp suất đáy móng theo lý thuyết đàn hồi.	73
3.3. Tính toán áp suất giới hạn của đất nền tường chắn.	77
1. Tính toán theo phương pháp cân bằng giới hạn điểm.	78
2. Tính toán áp suất giới hạn của đất nền theo phương pháp cân bằng giới hạn cố thể.	80
Chương IV – Tính toán ổn định và cường độ của tường chắn	83
4.1. Khái niệm.	83
4.2. Tính toán ổn định của tường chắn.	83
1. Trường hợp nền đất	83
2. Trường hợp nền đá.	97
4.3. Tính toán cường độ của bản thân tường chắn.	101
1. Tường chắn bằng bê tông.	101
2. Tường chắn bằng bê tông cốt thép.	107
Chương V – Chọn kết cấu hợp lý của tường chắn và bố trí thiết bị đo và kiểm tra	115
5.1. Khái niệm.	115

5.2. Chọn kết cấu hợp lý của tường chắn.	116
1. Khái niệm.	116
2. Tường chắn đất trọng lực bê tông.	117
3. Tường chắn đất bằng bê tông cốt thép.	118
4. Một vài đặc điểm cấu tạo của tường chắn.	124
5.3. Thiết bị đo kiểm tra và bố trí chúng.	126
1. Khái niệm.	126
2. Quan trắc biến dạng	127
3. Quan trắc độ vênh của tường chắn.	136
4. Quan trắc áp lực đất.	137
Chương VI – Chọn các đặc trưng của đất cần cho tính toán áp lực đất lên tường chắn và ổn định của nền tường	142
6.1. Khái niệm.	142
6.2. Đặc trưng cục bộ và đặc trưng tổng quát của đất đá.	142
1. Đặc trưng cục bộ	142
2. Đặc trưng tổng quát.	148
6.3. Đặc trưng tính toán của đất đá.	150
1. Phương pháp sai số bình phương trung bình.	150
2. Phương pháp sai số trung bình nhỏ nhất.	151
6.4. Chọn đặc trưng ma sát và dính giữa đất đắp với tường.	154

H.D.T.L - C - 4 - 76

**HƯỚNG DẪN
THIẾT KẾ TƯỜNG CHẮN
CÔNG TRÌNH THỦY LỢI**

Chịu trách nhiệm xuất bản:

VỤ KHOA HỌC CÔNG NGHỆ

Cơ quan xuất bản:

TRUNG TÂM TIN HỌC NÔNG NGHIỆP VÀ PHÁT TRIỂN NÔNG THÔN.